

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA URBANA

**ESTUDO DA IMPERMEABILIZAÇÃO, MONITORAMENTO,
MODELAGEM E SIMULAÇÃO DE CENÁRIOS PARA A BACIA
DO BARBADO - CUIABÁ/MT**

NILMA DE OLIVEIRA FARIA

São Carlos
2013

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA URBANA

**ESTUDO DA IMPERMEABILIZAÇÃO, MONITORAMENTO,
MODELAGEM E SIMULAÇÃO DE CENÁRIOS PARA A BACIA
DO BARBADO - CUIABÁ/MT**

NILMA DE OLIVEIRA FARIA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Urbana.

Orientação: Prof. Dr. Ademir Paceli Barbassa

São Carlos

2013

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

F224ei Faria, Nilma de Oliveira.
Estudo da impermeabilização, monitoramento,
modelagem e simulação de cenários para a bacia do
Barbado - Cuiabá/MT / Nilma de Oliveira Faria. -- São Carlos
: UFSCar, 2013.
146 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São
Carlos, 2012.

1. Drenagem urbana. 2. Calibração. 3. SWMM (Programa
de computador). 4. Cenários. 5. Impermeabilização. I. Título.

CDD: 628.21 (20ª)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana
C. P. 676 – 13.560-970 – São Carlos – SP
Fone/FAX: (16) 3351-8295
e-mail: ppgeu@ufscar.br home-page: www.ppgeu.ufscar.br



FOLHA DE APROVAÇÃO

NILMA DE OLIVEIRA FARIA

Dissertação defendida e aprovada em 26/10 /2012
pela Comissão Julgadora

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

Prof. Dr. Alexandre Silveira
(ICT/UNIFAL)

Prof. Dr. João Luiz Boccia Brandão
(EESC/USP)

Prof. Dr. Ricardo Siloto da Silva
Coordenador do CPGEU

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por estar sempre presente na minha vida, e tornar tudo possível.

Aos meus pais, Joel e Jacira, pelo incentivo e apoio incondicional.

Ao meu esposo Klebson, companheiro de todos os momentos, pelo apoio, carinho, compreensão e ainda pela colaboração em diversas etapas do trabalho. Nosso encontro com certeza foi providenciado por Deus.

Aos meus irmãos, Luciana, Thiago e Jean que compreenderam a minha ausência em diversas ocasiões. Também às minhas sobrinhas Alícia e Yasmin que alegam a minha vida.

Ao Professor Dr. Ademir Paceli Barbassa que acreditou e dispensou paciência e dedicação na orientação deste trabalho.

Ao Professor Dr. Alexandre Silveira pelas contribuições e incentivo.

A minha irmã de coração Juliana Moretti que me recebeu em São Carlos com a alegria de quem recebe uma grande amiga, mesmo não me conhecendo, e por me receber em sua casa nas diversas vezes que necessitei retornar a cidade.

A minha amiga Msc. Rosangela Guarienti que, por abordar a mesma bacia em sua dissertação, dividiu os trabalhos de monitoramento do córrego do Barbado. Dividimos chuvas, angústias e muitas risadas que fizeram nascer uma grande amizade. Obrigada por estar ao meu lado, com certeza foi mais fácil, mesmo tendo sido difícil.

A minha grande amiga Jaqueline Duarte que colaborou nas medições *in loco* dos lotes urbanos e a todos os amigos que apoiaram e compreenderam a minha ausência.

Ao Professor da Universidade Federal de Mato Grosso, Frederico Menezes, e seus alunos, que colaboraram no trabalho de levantamento da impermeabilização da bacia do Barbado.

À Financiadora de Estudos e Projetos - FINEP cujo apoio permitiu a realização desta pesquisa.

RESUMO

Este trabalho tem o objetivo simular hidrológicamente a bacia do Córrego Barbado, na cidade de Cuiabá-MT, por meio do modelo SWMM e avaliar as respostas para diferentes cenários de impermeabilização da bacia. A aquisição dos dados de entrada para a simulação envolveram trabalhos de monitoramento de chuva e vazão; de técnicas de geoprocessamento para estimar características físicas da bacia e auxiliar o estudo da impermeabilização da bacia, que por sua vez, realizou o levantamento *in loco* das áreas permeáveis (AP), impermeáveis diretamente conectadas (AIDC) e impermeáveis não conectadas (AINC) para uma amostra de lotes inseridos na bacia de estudo. O monitoramento hidrológico foi realizado para a precipitação local, velocidade e nível de água do córrego Barbado, durante eventos de precipitação, que permitiram a construção de uma curva-chave para a seção de monitoramento até a cota 80 cm, extrapolada até a cota 2,60 m. Os resultados do estudo da impermeabilização revelaram que a média de impermeabilização dos lotes ocupados na bacia de estudo é de 82,40% e o percentual de impermeabilização da área total da bacia de estudo é de 55,07%. Durante a calibração, realizou-se uma análise da sensibilidade dos parâmetros, resultando como parâmetros mais sensíveis, a área impermeabilizada (AIDC) e o coeficiente de rugosidade de Manning para canais. A calibração, realizada por tentativa e erro para dois eventos, apresentou um ajuste satisfatório demonstrado pelo coeficiente de determinação médio de 0,912, coeficiente de Nash-Sutcliff médio de 0,842 e erro médio de 0,025% entre as vazões de pico observada e estimada pelo modelo. A validação do modelo foi verificada para dois eventos com ajustes próximos dos encontrados na calibração. A simulação dos cenários para chuvas de retorno de 2 a 100 anos revelaram um aumento na vazão de pico de 12,6% a 16,9% para o Cenário 2 e aumento de 11,7% a 22,0% para o Cenário 3, ambos comparados com o Cenário 1 de ocupação atual. Mesmo para períodos de retorno de 2 anos foram verificadas inundações no cenário 1 em um ponto e nos cenários 2 e 3 em três pontos.

Palavras-chave: Drenagem urbana, calibração, SWMM, cenários, impermeabilização.

ABSTRACT

This paper aims to hydrologically simulate the Barbado Stream watershed, located in Cuiabá-MT, by using the SWMM model and evaluate the responses to its different waterproofing scenarios. The acquisition of the input data for the simulation involved monitoring rainfall and flow rate; geoprocessing techniques to estimate physical characteristics of the watershed and assist the study of its sealing, which in turn, conducted the on-site survey of permeable areas (AP) directly connected impervious areas (AIDC) and unconnected impervious areas (AInc) for a sample of lots included in the study watershed. Hydrological monitoring was carried out for the Barbado Stream's local precipitation, water level and velocity during precipitation events, which allowed the construction of a rating curve for the monitoring section up to the stage of 80 cm, extrapolated up to the stage of 2,60 m. The results of the sealing study revealed that the waterproofing mean of occupied lots in the watershed studied is of 82.40% and the percentage of waterproofing in the total area of the studied watershed is 55.07%. During calibration, a sensitivity analysis of the parameters was held, resulting as the most sensitive parameters the sealed area (AIDC) and the Manning's roughness coefficient for channels. The calibration, performed by trial and error for two events, presented a satisfactory adjustment shown by the average determination coefficient of 0.912, Nash-Sutcliff coefficient of 0.842 and 0.025% of average error between the peak flows observed and estimated by the model. The model validation was verified for two events with adjustments close to those found in calibration. The simulation of rainfall scenarios for rainfall return periods of 2 up to 100 years revealed an increase in the peak flow of 12.6% to 16.9% for Scenario 2 and an increase from 11.7% to 22.0% for Scenario 3, both compared to the current occupation of Scenario 1. Even for return periods of 2 years, floods were found in scenario 1 at one point and in scenarios 2 and 3 in three points.

Keywords: Urban Drainage, calibration, SWMM, scenarios, waterproofing.

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1. Caracterização dos leitos de escoamento.....	18
Figura 3.2. Balanço hídrico antes e depois da urbanização	18
Figura 3.3. Pluviômetro “Ville de Paris”	27
Figura 3.4. Pluviômetro modelo DNAEE	27
Figura 3.5. Pluviógrafo de boia, balança e cubas basculantes, respectivamente	27
Figura 3.6. Escala pintada sobre superfície vertical.	28
Figura 3.7. Seção de réguas linimétricas	28
Figura 3.8. Linígrafo de boia e esquema de instalação.	29
Figura 3.9. Linígrafo de pressão por borbulhamento.....	30
Figura 3.10. Linígrafo de pressão com sensor	30
Figura 3.11. Esquema da instalação do linígrafo de pressão com sensor eletrônico .	31
Figura 3.12. Molinete do tipo Price	33
Figura 3.13. Molinete de hélice e lastro com formato hidrodinâmico.....	33
Figura 3.14. Guincho descendo molinete.	33
Figura 3.15. Medição com flutuadores	35
Figura 3.16. Medidor eletromagnético	36
Figura 3.17. Medidor ultrassônico baseado no efeito Doppler do tipo ADCP	38
Figura 4.1. Localização da Bacia do Córrego do Barbado	45
Figura 4.2. Divisão da Bacia do Córrego do Barbado	46
Figura 4.3. Esquema da situação do leito do Córrego do Barbado	47
Figura 4.4. Trecho canalizado com gabião.....	47
Figura 4.5. Trecho canalizado em concreto.....	47
Figura 4.6. Foz do córrego Barbado e rio Cuiabá.....	47
Figura 4.7. Margem do Córrego do Barbado em diferentes seções com predominância de cascalho.....	50
Figura 4.8. Mapa dos bairros inseridos na bacia do Barbado	51
Figura 5.1. Curvas de nível, detalhe de uma região da bacia do Córrego Barbado.	52
Figura 5.2. Delimitação da BECB e detalhes do aprimoramento na delimitação da bacia.....	56
Figura 5.3. Localização das estações de monitoramento.....	61
Figura 5.4. Estação Climatológica da UFMT	62
Figura 5.5. Pluviógrafo modelo Balança Sifão.....	62

Figura 5.6. Pluviômetro tipo <i>Ville de Paris</i>	62
Figura 5.7. Seção transversal do canal no local do monitoramento fluviográfico	62
Figura 5.8. Vista do trecho a montante da seção de monitoramento	63
Figura 5.9. Passarela sobre a seção de monitoramento	63
Figura 5.10. Vista do trecho a jusante da seção de monitoramento.....	63
Figura 5.11. Instalação do linígrafo	63
Figura 5.12. Instalação da proteção do cabo.....	63
Figura 5.13. Retirada de dados	63
Figura 5.14. Localização do sensor do linígrafo.	64
Figura 5.15. Utilização do ADCP.....	65
Figura 5.16. Instabilidade do ADCP na água.....	65
Figura 5.17. Registros do ADCP inconsistentes devido a instabilidade	65
Figura 5.18. Peça utilizada como flutuador.....	65
Figura 5.19. Divisão da seção transversal em três áreas.....	65
Figura 5.20. Esquema do monitoramento	65
Figura 5.21. Representação do canal no modelo hidrológico.....	71
Figura 6.1. Modelo Numérico do Terreno (MNT) da região da bacia do Córrego Barbado.....	79
Figura 6.2. Mapa Planialtimétrico da bacia do Córrego Barbado	80
Figura 6.3. Perfil longitudinal do córrego Barbado.....	80
Figura 6.4. Bacia de Estudo do Córrego Barbado (BECB).....	82
Figura 6.5. Localização das sub-bacias	83
Figura 6.6. Sub-bacias sobrepostas ao mapa planialtimétrico	83
Figura 6.7. Sub-bacias sobrepostas à rede de drenagem e ocupação da bacia	83
Figura 6.8. Lotes de prestadores de serviços e templos, em número de 352, área de 16,01% da bacia, TI de 79,06% e AP de 20,94%.....	85
Figura 6.9. Lotes comerciais e industriais, em número de 274, área de 3,91% da bacia, TI de 83,03%, e AP de 16,97%.....	85
Figura 6.10. Lotes de uso misto e outros, em número de 389, área de 2,28% da bacia, TI de 96,12%, e AP de 3,88%.....	85
Figura 6.11. Lotes residenciais inferior a 125m ² , em número de 91, área de 0,09% da bacia, TI de 97,28% e AP de 2,72%.....	86
Figura 6.12. Lotes residenciais de 125m ² a 200m ² , em número de 694, área de 1,09% da bacia, TI de 96,62% e AP de 3,39%.....	86

Figura 6.13. Lotes residenciais de 201m ² a 300m ² , em número de 1.878, área de 4,29% da bacia, TI de 89,46% e AP de 10,54%.....	86
Figura 6.14. Lotes residenciais de 301m ² a 400m ² , em número de 1.124, área de 3,71% da bacia, TI de 82,30% e AP de 17,70%.....	86
Figura 6.15. Lotes residenciais de 401m ² a 600m ² , em número de 784, área de 3,39% da bacia, TI de 65,42% e AP de 34,58%.....	86
Figura 6.16. Lotes residenciais de 601m ² a 1.200m ² , em número de 224, área de 1,66% da bacia, TI de 62,92% e AP de 37,08%.....	86
Figura 6.17. Lotes residenciais maior que 1.200m ² , em número de 54, área de 1,56% da bacia, TI de 68,93% e AP de 31,07%.....	87
Figura 6.18. Lotes verticalizados, em número de 96, área de 2,74% da bacia, TI de 85,24% e AP de 14,76%.	87
Figura 6.19. Lotes vazios (sem ocupação), em número de 3.834, área de 21,55% da bacia, TI de 0% e AP de 100,0%.....	87
Figura 6.20. Área verde sendo 15,11% da bacia, TI de 0% e AP de 100,0%.	87
Figura 6.21. Ruas e calçadas, área de 18,95% da bacia, TI de 100% e AP de 0%.	87
Figura 6.22. Mapa de espacialização dos diferentes tipos de uso e ocupação da BECB.	88
Figura 6.23. Mapeamento da ocupação da Bacia de Estudo do Córrego Barbado (BECB)	89
Figura 6.24. Curva chave do Córrego do Barbado na seção de monitoramento hidrológico.....	92
Figura 6.25. Curva chave do Córrego do Barbado na seção de monitoramento hidrológico extrapolada até a cota 2,60 m.....	93
Figura 6.26. Influência da largura (W) no hidrograma de saída.....	95
Figura 6.27. Influência da AIDC no hidrograma de saída.....	95
Figura 6.28. Influência do coeficiente de Manning para áreas impermeáveis (ni) no hidrograma de saída	95
Figura 6.29. Influência do coeficiente de Manning para áreas permeáveis (np) no hidrograma de saída	95
Figura 6.30. Influência da retenção de áreas impermeáveis (di) no hidrograma de saída	95
Figura 6.31. Influência do retenção de áreas permeáveis (dp) no hidrograma de saída	95

Figura 6.32. Influência dos parâmetros de infiltração (I_0 , I_b e k) no hidrograma de saída	96
Figura 6.33. Influência do coeficiente de Manning para condutos (n_c) no hidrograma de saída	96
Figura 6.34. Calibração do modelo SWMM para o Evento do dia 11/12/2010.	98
Figura 6.35. Calibração do modelo SWMM para o Evento do dia 01/01/2011.	98
Figura 6.36. Calibração do modelo SWMM para o Evento do dia 19/01/2011.	99
Figura 6.37. Calibração do modelo SWMM para o Evento do dia 26/03/2011.	100
Figura 6.38. Hietograma para $Tr=2$ anos.....	101
Figura 6.39. Hietograma para $Tr=10$ anos.....	101
Figura 6.40. Hietograma para $Tr=20$ anos.....	101
Figura 6.41. Hietograma para $Tr=50$ anos.....	101
Figura 6.42. Hietograma para $Tr=100$ anos.....	102
Figura 6.43. Comparação de diferentes cenários para chuva com $TR = 2$ anos....	103
Figura 6.44. Comparação de diferentes cenários para chuva com $TR = 10$ anos..	103
Figura 6.45. Comparação de diferentes cenários para chuva com $TR = 20$ anos..	104
Figura 6.46. Comparação de diferentes cenários para chuva com $TR = 50$ anos..	104
Figura 6.47. Comparação de diferentes cenários para chuva com $TR = 100$ anos	104
Figura 6.48. Localização dos pontos de inundação.....	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1. Levantamento da vegetação	49
Tabela 5.1. Parâmetros das Sub-bacias	68
Tabela 5.2. Parâmetros dos nós	71
Tabela 5.3. Parâmetros dos condutos	72
Tabela 5.4. Intervalo de valores utilizado na calibração dos parâmetros.....	74
Tabela 6.1. Resumo das características físicas da Bacia Hidrográfica do Barbado.	81
Tabela 6.2. Resumo das características físicas da Bacia de Estudo do Córrego Barbado (BECB).....	82
Tabela 6.3. Síntese dos resultados da investigação da conectividade hidráulica	84
Tabela 6.4. Resumo da ocupação da BECB.....	88
Tabela 6.5. Taxas de impermeabilização da BECB	89
Tabela 6.6. Características das sub-bacias utilizadas na modelagem.....	90
Tabela 6.7. Dados do NA, velocidade e vazão provenientes do monitoramento	91
Tabela 6.8. Valores analisados para a largura das sub-bacias.....	94
Tabela 6.9. Valores dos parâmetros utilizados na análise de sensibilidade	94
Tabela 6.10. Valores dos parâmetros obtidos na calibração	97
Tabela 6.11. Avaliação da calibração	98
Tabela 6.12. Resultados da validação do modelo	100
Tabela 6.13. Taxas de impermeabilização das sub-bacias - Cenário 1	102
Tabela 6.14. Taxas de impermeabilização das sub-bacias - Cenário 2.....	102
Tabela 6.15. Taxas de impermeabilização das sub-bacias - Cenário 3.....	103
Tabela 6.16. Diferenças na vazão de pico	105

LISTA DE ABREVIações E SIGLAS

ADCP - Automatic Doppler Current Profiler

AER - Avaliação ecológica rápida

AIDC - Área Impermeável Diretamente Conectada

AINC - Área Impermeável Não Conectada

AP - Área Permeável

APP - Área de Preservação Permanente

BECB - Bacia de Estudo do Córrego Barbado

CPA - Centro Político Administrativo

EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária

EPA - Environmental Protection Agency

GAT - Gestão de Administração Tributária

IFMT - Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Mato Grosso

IPH - Instituto de Pesquisas Hidráulicas

MNT - Modelo Numérico do Terreno

NA - Nível de Água

NBR - Norma Brasileira

SWMM - Storm Water Management Model

TI - Taxa de Impermeabilização

TO - Taxa de Ocupação

UFMT - Universidade Federal de Mato Grosso

UFRS - Universidade Federal do Rio Grande do Sul

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	14
2. OBJETIVOS.....	16
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
3.1. Drenagem urbana.....	17
3.2. Escoamento Superficial Direto	21
3.3. Infiltração	22
3.3.1. Modelo de Horton.....	23
3.4. Determinação da área impermeável.....	23
3.5. Monitoramento hidrológico de bacias urbanas	24
3.5.1. Medição Pluviométrica	26
3.5.2. Medição do nível d'água	28
3.5.3. Medição da vazão de cursos de água.....	32
3.6. Modelos hidrológicos.....	38
3.6.1. Modelos de Drenagem Urbana	40
4. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	44
4.1. Localização.....	44
4.2. Características ambientais	45
4.2.1. Clima.....	47
4.2.2. Vegetação	48
4.3. Estudo Geoambiental	49
4.4. Processo de Ocupação Urbana.....	50
5. MATERIAL E MÉTODOS	52
5.1. Determinação das características físicas da bacia hidrográfica	52
5.2. Aprimoramento e delimitação da sub-bacia de estudo	55
5.2.1. Discretização da BECB.....	56
5.3. Estimativa da impermeabilização da bacia.....	57
5.3.1. Estratificação das amostras	57
5.3.2. Investigação da conectividade	58
5.3.3. Taxa de impermeabilização da bacia.....	60
5.4. Monitoramento hidrológico	60
5.4.1. Monitoramento pluviométrico	62
5.4.2. Monitoramento fluviográfico	62

5.4.3. Determinação da curva-chave	66
5.5. Representação no modelo SWMM.....	68
5.5.1. Sub-bacias	68
5.5.2. Nós.....	71
5.5.3. Conduitos.....	71
5.6. Análise de sensibilidade	73
5.7. Calibração do modelo SWMM.....	73
5.8. Validação.....	77
5.9. Elaboração de cenários	77
6. RESULTADOS	79
6.1. Características físicas da bacia do Barbado.....	79
6.2. Delimitação da bacia de estudo.....	82
6.3. Resultados do estudo da impermeabilização da bacia.....	84
6.4. Caracterização das Sub-bacias.....	90
6.5. Monitoramento hidrológico	91
6.6. Análise de sensibilidade	93
6.7. Calibração do modelo SWMM.....	96
6.8. Resultados da validação.....	99
6.9. Análise de cenários para a BECB	101
7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	107
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	111
APÊNDICES.....	117
ANEXO.....	141

1. INTRODUÇÃO

O processo de ocupação urbana vem se acentuando ao longo do tempo, a expansão e consolidação das áreas urbanas são cada vez mais intensas. São muitas as implicações da substituição da paisagem natural pelas cidades, mas as que figuram entre as principais relacionam-se com a impermeabilização do solo que contribui significativamente para o aumento do escoamento superficial, condição que leva ao surgimento das inundações urbanas.

Diante deste cenário, há uma busca pelo aumento da capacidade do sistema de drenagem urbana, na qual muitas vezes, quando não há uma abordagem ambiental e integrada do sistema, apenas transfere o problema para jusante.

Percebe-se então que as propostas de intervenção no sistema de drenagem urbana devem ser avaliadas com cuidado. Uma das ferramentas que possibilita ao hidrólogo analisar diferentes soluções obtendo assim melhores respostas é a modelagem hidráulica e hidrológica. Mas, para atingir um grau de detalhamento razoável na simulação hidrológica, se faz necessário dados de boa qualidade e de origem confiável, o que ainda é um problema.

O monitoramento de bacias é a forma mais eficaz de obter dados sobre os processos hidrológicos, entretanto no Brasil, a rede de monitoramento de bacias está longe do ideal. Quando se trata de bacias urbanas, esbarra-se ainda na escassez de experiências de monitoramento aptas a este caso particular.

Considerando o exposto, este trabalho se justifica a partir da necessidade de se conhecer as relações de causa/efeito da impermeabilização do solo sobre a drenagem em pequenas bacias urbanas. A análise destas relações foi realizada por meio da simulação hidrológica que envolveu esforços para aquisição de dados hidrológicos e fisiográficos da bacia estudada.

O trabalho é apresentado na seguinte sequência:

- Capítulo 2, *Objetivos*: delinea os objetivos principais e específicos da pesquisa.
- Capítulo 3, *Revisão Bibliográfica*: é o estado da arte. Foi subdividido nos seguintes tópicos: Drenagem urbana, Escoamento superficial, Infiltração, Determinação da área impermeável, Monitoramento de bacias urbanas e Modelos hidrológicos. Cada tópico, por sua vez, foi aprofundado e algumas

vezes subdividido, no grau que se julgou necessário à compreensão deste trabalho.

- Capítulo 4, *Caracterização da área estudada*: apresenta a localização e características físicas da bacia hidrográfica, faz um breve relato do processo de ocupação urbana da bacia e levanta alguns dos aspectos sociais e urbanísticos da mesma.
- Capítulo 5, *Materiais e Métodos*: descreve as metodologias utilizadas no monitoramento hidrológico que incluem o monitoramento pluviométrico e fluviográfico e a determinação da curva-chave. Descreve ainda a metodologia aplicada na estimativa da impermeabilização da bacia, a representação da drenagem pluvial, a metodologia do estudo de sensibilidade, calibração e validação do modelo hidrológico e a determinação dos cenários.
- Capítulo 6, *Resultados*: reúne uma síntese dos resultados obtidos no monitoramento hidrológico, no estudo da impermeabilização da bacia, na análise de sensibilidade, calibração e validação do modelo e na análise dos diferentes cenários de ocupação da bacia.
- Capítulo 7, *Conclusões* versa sobre as principais conclusões do trabalho.
- Capítulo 8, *Referências* lista todos os trabalhos utilizados na construção desta dissertação.

2. OBJETIVOS

O presente trabalho tem o objetivo de avaliar o comportamento hidrológico da bacia hidrográfica do córrego Barbado, na cidade de Cuiabá-MT para diferentes cenários de ocupação utilizando o modelo Storm Water Management Model (SWMM).

Os objetivos específicos são:

- i. Determinar o grau de impermeabilização da bacia estudada;
- ii. Monitorar vazão e nível de água do córrego para diferentes eventos;
- iii. Construir a curva-chave do córrego Barbado
- iv. Calibrar e validar o modelo hidrológico;
- v. Analisar o comportamento da bacia para diferentes cenários de ocupação e frequência de eventos;

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta revisão bibliográfica apresenta alguns métodos de determinação de áreas impermeáveis, os principais métodos de cálculo da infiltração da água no solo, com destaque ao modelo utilizado neste trabalho, conceitos acerca do escoamento superficial, áreas impermeáveis diretamente conectadas e não conectadas. Em seguida, foram reunidas metodologias aplicadas ao monitoramento hidrológico de bacias com foco nas variáveis necessárias à simulação realizada neste trabalho. Por fim, foram disponibilizadas algumas definições e classificação de modelos hidrológicos com destaque para os modelos voltados à drenagem urbana. Mas, antes, será apresentada uma breve discussão sobre a problemática da destinação das águas pluviais nas áreas urbanas.

3.1. Drenagem urbana

Ainda que as águas pluviais sejam fundamentais para a agricultura e a manutenção de reservatórios desde os tempos remotos, a relação do homem com as chuvas nem sempre foi pacífica e hoje ainda é conturbada. Imagina-se que o homem em qualquer tempo sempre teve a preocupação em conservar seus caminhos, refúgios, templos e proteger a si mesmo das chuvas. É possível que os primeiros trabalhos de drenagem consistissem na construção de telhados inclinados e escavação de valas no solo com a finalidade de desviar para longe chuvas indesejadas (SILVEIRA, 2000).

Tucci (2003) relata diversos eventos históricos da convivência de populações com as inundações causadas por chuvas intensas, contudo os elementos históricos descritos se referem às inundações ribeirinhas que ocorrem de maneira natural, de tempos em tempos, sem que haja interferência humana. Deve-se realizar aqui, um esclarecimento sobre as origens dos eventos de inundação, no qual o mesmo autor afirma que de maneira geral as inundações são decorrentes de dois processos que ocorrem isoladamente ou combinadas. O primeiro devido à urbanização, ocorre em consequência da impermeabilização do solo e canalização ou obstruções do escoamento. O segundo ocorre em áreas ribeirinhas atingindo a população que ocupa as margens dos rios. Esta última ocorre principalmente devido a variabilidade temporal e espacial da precipitação e do escoamento na bacia hidrográfica e pode ter os efeitos intensificados se a área encontrar-se impermeabilizada (TUCCI, 2005).

Nas áreas urbanas, são muito comuns os dois processos de inundações ocorrerem combinados, uma vez que, a impermeabilização do solo gera o aumento do escoamento superficial, que por sua vez, aumenta a vazão dos cursos d'água e estes passam a ocupar o leito maior. A Figura 3.1 ilustra a inundação do leito maior de um curso d'água.

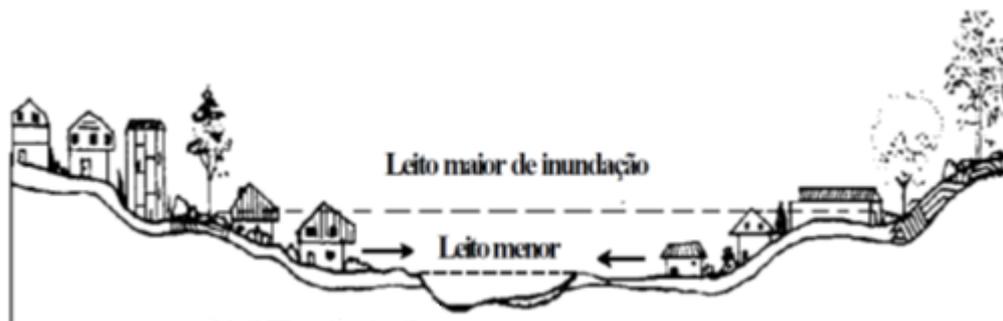


Figura 3.1. Caracterização dos leitos de escoamento
Fonte: Adaptado de TUCCI, 2005.

Apesar da convivência histórica com as inundações, poucos exemplos de cenários de inundações são encontrados, antes dos anos 60, produzidos pela drenagem urbana ou devido à urbanização (TUCCI, 2003). A origem deste tipo de inundação decorre principalmente pela modificação da cobertura vegetal que altera o ciclo hidrológico natural. A Figura 3.2 apresenta um esquema que representa a diferença no balanço hídrico de bacias urbanizadas.



Figura 3.2. Balanço hídrico antes e depois da urbanização
Fonte: Adaptado de Schueler (1987) e National Research Council (2008)

O processo de urbanização acelerado iniciou-se nos anos 60, contudo, uma vez iniciado, os efeitos fez-se sentir sobre todo o aparelhamento urbano relativo a recursos hídricos: abastecimento de água, transporte, tratamento de esgotos e drenagem das águas pluviais, pois a infraestrutura das cidades não conseguiu acompanhar o ritmo acelerado de urbanização (TUCCI, 2005).

Até surgirem as grandes cidades europeias, a drenagem pluvial era tratada como uma prática acessória, emergencial e até mesmo uma questão individual. Então na segunda metade do século XIX, constatou-se na Itália que as águas de banhados e zonas alagadiças influenciavam na mortalidade de pessoas e animais, desencadeando a ideia de livrar-se da água pluvial ou cloacal o mais rápido possível (SILVEIRA, 2000).

As primeiras soluções empregadas para atenuar os efeitos da urbanização sobre a drenagem das águas pluviais objetivavam transferir o problema para outras áreas dentro do conceito higienista. Nesta concepção foram projetados grandes sistemas de galerias pluviais, retificações e mudanças de declividade de córregos para propiciar o escoamento rápido para jusante (POMPÊO, 2000). Mas, já nos anos 70, os países desenvolvidos perceberam que as técnicas até então utilizadas eram economicamente insustentáveis. Um novo modelo de gestão das águas pluviais surgiu, o conceito ambientalista, que se preocupa com a manutenção e recuperação de ambientes saudáveis interna e externamente à área urbana, ao invés de só procurar sanear o interior da cidade. Neste modelo os equipamentos de drenagem e de tratamento de esgotos são parte integrante da organização dos espaços urbanos valorizando os cursos d'água, preservando-os e até recuperando-os (SILVEIRA, 2000).

Foi quando iniciaram as primeiras obras de retenção e amortecimento de escoamentos, como pavimentos permeáveis, superfícies e valas de infiltração, reservatórios e lagos de detenção e a preservação dos cursos naturais. (TUCCI, 2003; SILVEIRA, 2000).

O mesmo não ocorreu nos países em desenvolvimento devido principalmente a falta de planejamento e a especulação imobiliária. Além disso, o conceito higienista é atrativo pela sua simplicidade (livrar-se o mais rapidamente possível de toda água circulante, evitando insalubridades e desconfortos, nas casas e nas ruas) e pela facilidade no dimensionamento, pois o único objetivo é o transporte rápido. O

dogma de livrar-se rapidamente das águas pluviais tem sido adotado inclusive pela população que aplica a mesma ideia nas suas propriedades particulares urbanas.

A situação é ainda agravada no Brasil e nos países em desenvolvimento devido a má aplicação do conceito higienista seja pela falta de recursos, mau dimensionamento, má execução ou por manutenção deficiente. Adicionalmente, as pressões socioeconômicas exercidas pela sociedade brasileira como um todo agravam o quadro. A urbanização acelerada e desordenada, o modelo de ocupações (favelas desassistidas vizinhas a bairros equipados) e nível de educação ambiental deficiente (córregos e bocas-de-lobo visto por grande parte da população como locais de destino de dejetos e lixo) dificulta a implantação de qualquer conceito de drenagem urbana, sobretudo a ambiental (SILVEIRA, 2000). Todo este cenário tem contribuído para a recorrência dos eventos de inundações urbanas que atingem cidades de todos os estados do Brasil.

Neste cenário, tem-se destacado o sucesso da aplicação das medidas não estruturais para o controle das inundações. As medidas não estruturais são representadas por ações destinadas ao controle do uso e ocupação do solo ou à diminuição da vulnerabilidade dos ocupantes das áreas de risco dos efeitos das inundações, buscando o convívio com o fenômeno. O envolvimento da população é essencial para o sucesso das medidas, e como as ações envolvem, muitas vezes, aspectos culturais a implantação ocorre em longo prazo. Tem-se verificado que uma das dificuldades da implantação das medidas não estruturais está na falta de capacidade gerencial dos municípios que não possuem estrutura para o planejamento e gerenciamento adequado da água no meio urbano (ZAHED, 2006; TUCCI, 2004).

Pompêo (2000) afirma que a drenagem é lembrada apenas em três situações: quando é executada a pavimentação de vias públicas, durante as inundações e durante o breve momento que dura a especulação de causas e soluções para tais inconvenientes. É urgente a necessidade do tratamento integrado das águas pluviais relacionando com outros setores do planejamento das cidades, inclusive o desenho urbano.

A história da drenagem urbana no Brasil apesar dessas dificuldades parece estar hoje numa transição entre a abordagem higienista e a ambiental. Capitais, como Rio de Janeiro, Belo Horizonte, Porto Alegre e Curitiba, estão promovendo ações no sentido de estabelecer planos diretores de drenagem urbana, seguindo os

preceitos do conceito ambientalista que passa pela conscientização de que a drenagem urbana deve se integrar ao planejamento ambiental das cidades, deixando de ser apenas um mero problema de engenharia (SILVEIRA, 2000).

A concretização da abordagem ambiental das águas pluviais e a integração com os diferentes atores do processo nos espaços urbanos e hidrológicos têm sua maior dificuldade na prática, tanto na fase de projeto como de operação e manutenção. Isso ocorre porque infelizmente muitas universidades ainda reproduzem na graduação os conceitos higienistas de gestão das águas pluviais. A nossa tarefa, portanto é a busca da prática num trabalho coletivo que inicia pela educação, só assim iremos mudar e alcançar uma visão mais sustentável do homem no espaço (SILVEIRA, 2000; TUCCI, 2005).

3.2. Escoamento Superficial Direto

Conforme Porto (1995), o escoamento superficial direto é a parcela da precipitação total que escoia inicialmente pela superfície do solo, e posteriormente forma os cursos de água definidos. É o maior responsável pelas vazões de cheia principalmente em bacias pequenas e urbanizadas.

O escoamento superficial direto começa algum tempo após o início da precipitação. Este intervalo é devido à ação da: interceptação pela vegetação e obstáculos; acumulação nas depressões; saturação do solo; formação da lâmina mínima de água necessária para iniciar o escoamento superficial direto e declividade e extensão do escoamento (PORTO ET AL, 1999).

Entre as abordagens para o cálculo do escoamento superficial direto destacam-se duas: a primeira é calculada diretamente a partir de relações funcionais que consideram, por exemplo, a chuva precipitada, o tipo de solo, a ocupação, entre outros. São agrupados nesta classe os métodos do número da curva do *Soil Conservation Service* (SCS) do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos e o método do coeficiente de escoamento superficial. O segundo enfoque considera as perdas por infiltração, interceptação, retenção e outras no cálculo do escoamento superficial. Os métodos deste grupo baseiam-se em equações de infiltração que representam os processos físicos que ocorrem na camada superior do solo. Os modelos de Horton e Green e Ampt são alguns exemplos usados para o cálculo da infiltração (PORTO, 1995).

Para o cálculo do escoamento superficial direto, em áreas urbanas, pode-se dividir uma bacia em três partes:

AP – Área Permeável: parcela permeável da bacia, composta pelos parques, jardins, áreas de preservação e outras áreas não pavimentadas;

AIDC – Área Impermeável Diretamente Conectada: áreas cujas águas pluviais escoam diretamente na rede de drenagem sem haver oportunidades de perdas. Exemplos: ruas, pátios de estacionamentos e telhados ligados à rede de drenagem por meio de condutos.

AINC – Área Impermeável não conectada: as águas coletadas são encaminhadas para áreas permeáveis possibilitando a infiltração.

Após as considerações descritas anteriormente, o escoamento superficial direto total é obtido pelo somatório da precipitação ocorrida na AIDC com a precipitação ocorrida na AP e AINC sendo antes subtraídas as perdas hidrológicas (infiltração e retenção) que ocorrem principalmente nas AP e AINC.

3.3. Infiltração

A infiltração é definida como o processo de penetração da água da superfície do solo para o interior do solo. Muitos fatores influenciam a taxa de infiltração, sendo eles: condição da superfície do solo, cobertura vegetal e as propriedades do solo, tais como a sua porosidade, condutividade hidráulica e o teor de umidade. Além disso, camadas de solo com diferentes propriedades físicas podem se sobrepor e pode haver grande variabilidade espacial das propriedades do solo mesmo dentro de áreas relativamente pequenas. Como resultado das variações espaciais e das variações de tempo (como alterações do teor de umidade) nas propriedades do solo, a infiltração torna-se um processo muito complexo, no qual as equações matemáticas podem realizar apenas estimativas (CHOW ET AL, 1988).

De acordo com Rawls et al, (1996) a modelagem da infiltração tomou três direções: o empírico, o aproximado (no sentido de aproximação dos modelos físicos) e a abordagem física. Os principais modelos empíricos são os modelos de Kostiaikov (1932), Horton (1939) e Holtan (1961). Entre os principais modelos aproximados estão os modelos de Green e Ampt (1911), Philip (1957), Morel-Seytoux e Kanji (1974) e Smith e Parlange (1978). A seguir é descrito o modelo de Horton, escolhido para representar a infiltração na modelagem desta bacia.

3.3.1. Modelo de Horton

O modelo empírico desenvolvido por Horton (1933-1939) tem sido amplamente utilizado na modelagem hidrológica. Horton constatou que a infiltração se inicia em uma taxa (f_0) e diminui exponencialmente até atingir uma taxa constante (f_c) conforme a Equação 1:

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \quad (1)$$

Em que,

$f(t)$ = taxa de infiltração no instante t [$L T^{-1}$];

f_c = taxa de infiltração final [$L T^{-1}$];

f_0 = taxa de infiltração inicial [$L T^{-1}$];

k = constante de decaimento [T^{-1}];

t = instante de cálculo [T].

A equação de Horton é válida somente quando a intensidade da precipitação é maior que a capacidade de infiltração do solo. Os valores dos parâmetros são obtidos a partir dos dados observados em ensaios de campo e são influenciados pelas condições antecedentes do solo (CHOW ET AL, 1988; RAWLS ET AL, 1996).

3.4. Determinação da área impermeável

A parcela impermeável da bacia hidrográfica constitui um dos parâmetros fundamentais para a modelagem hidrológica (CAMPANA & TUCCI, 1999) e sua determinação constitui um dos desafios para o hidrólogo.

Desta forma muitos trabalhos buscam relacionar a área impermeável com classes de uso e ocupação que muitas vezes são obtidos com mais facilidade. Stankowski (1972) apresentou uma metodologia que estima empiricamente a proporção da área impermeável de áreas urbanas relacionando densidade populacional e categorias de uso do solo, considerado uma técnica barata e rápida para geração de índices preliminares da impermeabilização para estudos hidrológicos. Na mesma linha, Motta e Tucci (1984) e Campana e Tucci (1994) relacionaram porcentagem de áreas impermeáveis a faixas de densidade habitacional para algumas cidades brasileiras utilizando imagens de satélite (CAMPANA & TUCCI, 1999).

Fontes e Barbassa (2003) relacionaram a taxa de impermeabilização com o uso do solo determinado através de visitas de campo. Nesta metodologia, foram

realizadas inspeção *in loco* em uma amostra representativa da bacia. O trabalho de Fontes e Barbassa (2003) inspecionaram 50 quadras distribuídas em três “zonas de expansão” do município de São Carlos. A porcentagem da área impermeável obtida com a inspeção das quadras foi relacionada com a densidade populacional e com a taxa de ocupação possibilitando ainda traçar prognósticos futuros.

Costa Junior e Barbassa (2006) determinaram a porcentagem da impermeabilização da sub-bacia da Ponte Seca na área urbana de Jaboticabal/SP utilizando também inspeções *in loco*. Devido o número total de lotes (1.777) as coletas de campo foram amostradas dividindo os lotes em estratos de acordo com sua área total. Na definição da amostra aplicou-se a amostragem estratificada aleatória proporcional tendo o lote como elemento morfológico a ser amostrado e a taxa de ocupação como variável principal. O objetivo do trabalho foi avaliar o uso e ocupação dos lotes e analisar as possibilidades de uso das medidas de controle local de inundação por meio da implantação de micro reservatórios de retenção e pavimentos permeáveis. Os resultados revelaram que, para a sub-bacia da Ponte Seca, os lotes que apresentaram a maior taxa de impermeabilização (97,8%) foram os lotes com áreas menores de 160m². Observou-se também uma tendência do aumento da impermeabilização à medida que as áreas dos lotes diminuía.

Garotti e Barbassa (2010) realizaram a caracterização do uso e ocupação do solo para a cidade de Ribeirão Preto – SP através do levantamento *in loco*, contudo avaliaram também a conectividade hidráulica dos lotes separando a área impermeabilizada diretamente conectada (AIDC) da área impermeabilizada não conectada (AINC). No mesmo estudo, avaliou-se a adoção da área impermeabilizada diretamente conectada como coeficiente de escoamento superficial.

Vale destacar que Ventura (2011) realizou uma estimativa da área impermeabilizada da bacia do Córrego Barbado, objeto deste trabalho, onde se obteve uma taxa média da impermeabilização de 57,4% utilizando o método de classificação de imagem de satélite datado de julho de 2009.

3.5. Monitoramento hidrológico de bacias urbanas

O monitoramento hidrológico é realizado com o objetivo de obter dados sobre os processos hidrológicos. Estes dados são utilizados para melhor entender esses processos e como entrada direta em modelos de simulação hidrológica. A rápida

expansão da coleta de dados hidrológicos no mundo foi fomentada pela Década Hidrológica Internacional (1965-1974), e tornou-se uma prática rotineira armazenar dados hidrológicos em arquivos digitais tornando-os disponíveis. Estes dois acontecimentos, a informatização e a expansão de dados hidrológicos disponibilizaram aos hidrólogos uma vasta gama de informações que permitiu estudos de maior detalhe e precisão do que era anteriormente possível. Os contínuos avanços tecnológicos estão possibilitando que os dados obtidos com o monitoramento hidrológico sejam utilizados na previsão e alerta das inundações (CHOW ET AL, 1988).

Contudo, o monitoramento hidrológico vai além, ele é entendido como sendo imprescindível à gestão das águas, pois não há possibilidade de gerenciar algo que não se conhece. O valor econômico das informações hidrológicas pode ser aferido através da mensuração: das perdas evitadas ou reduzidas devido à ocorrência de fenômenos hidrológicos extremos (cheias e secas); perdas de oportunidade de uso devido à falta de conhecimento dos potenciais; e economia nos projetos e obras dimensionados adequadamente, sem que haja superdimensionamento ou subdimensionamento de estruturas devido a fatores hidrológicos. Estudos feitos na Austrália e no Canadá apontam que a relação benefício/custo econômico na obtenção dos dados e informações hidrológicas flutua entre 6,4 a 9,3 (MAGALHÃES, 2000; FREITAS, 2001)

Ainda assim, o monitoramento hidrológico de áreas urbanas no Brasil é escasso. Perez (et al 2006) aponta que a previsão de eventos extremos que geram inundações urbanas esbarra na baixa resolução das malhas de registro dos sistemas de coleta de dados e na consequente escassez de metodologias aptas a este tipo de previsão. Há, portanto, uma necessidade de criar condições para o monitoramento em alta resolução gerando dados para aprimorar modelos e nortear políticas públicas de maneira mais efetiva e precisa.

Entre os problemas que figuram no monitoramento das bacias urbanas temos o de obter um local adequado para instalação dos equipamentos, pois a presença de edificações, vegetação e outros componentes urbanos muitas vezes não permite a instalação dos aparelhos de forma que sejam respeitadas as recomendações de proximidade de obstáculos e da altura padrão de operação. Além disso, alguns aparelhos devem ser protegidos contra inundações, devem manter-se em funcionamento durante a passagem de ondas de cheia e a salvo de materiais

transportados pelos cursos de água, como resíduos sólidos e restos de materiais vegetais. Finalmente, temos sempre presente o problema do vandalismo. Pode-se dizer que não há proteção absoluta contra esse problema e por isso se faz necessário usar a criatividade para dificultar a destruição e/ou roubo dos equipamentos (SOUZA, 2003).

A seguir são apresentados os principais métodos utilizados na medição das variáveis hidrológicas e que serão abordados no decorrer deste trabalho.

3.5.1. Medição Pluviométrica

Os dados de precipitação são de suma importância no monitoramento hidrológico sendo que erros na medição podem agravar os erros inerentes no uso de modelos de simulação hidrológica. Contudo, estudos indicam que os erros nas medições de precipitação ocorrem em menor proporção do que a variabilidade de erro na calibração do modelo (PONCE, 1989).

Os aparelhos utilizados convencionalmente para medição da precipitação são chamados de pluviômetros e pluviógrafos. Os pluviômetros são instrumentos sem registro contínuo, enquanto os pluviógrafos possuem registro. O registro pode ser gráfico ou digital e ainda contínuo ou numérico por amostragem (BRASIL, 2009; SOUZA, 2003).

Pluviômetro

O pluviômetro é um aparelho dotado de uma superfície de captação horizontal que permite medir o volume de água precipitado durante um determinado período de tempo. O pluviômetro mais utilizado no Brasil é o tipo *Ville de Paris* (Figura 3.3) que possui uma área de captação de 400 cm², o que significa que quando acumulado um volume de 40 ml ter-se-á 1 mm de precipitação (BRASIL, 2009; PONCE, 1989).

De acordo com Souza (2003), tem-se procurado substituir o pluviômetro *Ville de Paris* (Figura 3.3) por um equipamento que diminua a evaporação da água da chuva retida, o que é importante principalmente para regiões mais secas. Esse modelo é comumente chamado de Paulistinha ou DNAEE (Figura 3.4).



Figura 3.3. Pluviômetro “Ville de Paris”
Fonte: (BRASIL, 2009)



Figura 3.4. Pluviômetro modelo DNAEE
Fonte: (BRASIL, 2009)

Pluviógrafo

Os pluviógrafos são capazes de registrar a precipitação continuamente de forma analógica ou digital. Os aparelhos de registro analógico possuem um mecanismo que registra graficamente a chuva acumulada. Os tipos mais usuais deste grupo são: o de boia, balança e cubas basculantes (Figura 3.5). Já os pluviógrafos com registro digital armazenam os eventos em *Datalogger*, aparelhos com capacidade de memória variável capazes de armazenar as informações em intervalos de tempo previamente determinados. Os dados são coletados com o uso de computadores ou podem ser transmitidos remotamente por meio de satélite, telefonia ou rádio quando o equipamento dispõe de uma destas tecnologias acoplada (BRASIL, 2009).



Figura 3.5. Pluviógrafo de boia, balança e cubas basculantes, respectivamente. Fonte: (BRASIL, 2009)

3.5.2. Medição do nível d'água

Os instrumentos que realizam medições de nível eram classificados em linímetros e linígrafos podendo-se ser incluídos nesta última categoria os marégrafos. Os linímetros eram considerados os instrumentos que não possuíam registro das leituras, enquanto os linígrafos e marégrafos possuíam registro contínuo ou por amostragem. Atualmente, diversos instrumentos podem ser utilizados apenas para indicar o nível sem que possuam o equipamento de registro das leituras. Porém habitualmente se consideram apenas as réguas linimétricas no grupo dos instrumentos sem registro. Os demais medidores com registro contínuo ou por amostragem, como os instrumentos de boia, de pressão, de borbulha, ou outros são habitualmente chamados de linígrafos (SOUZA,2003).

Réguas Linimétricas

A régua linimétrica é uma escala graduada, de madeira, de metal, ou mesmo pintada sobre uma superfície vertical (Figura 3.6) que possibilita a leitura direta do nível de água. Dependendo das características do local são instaladas em lances de um ou dois metros colocadas nas margens de rios ou lagos de forma que haja uma continuidade entre as leituras de um lance e outro (Figura 3.7). Recomenda-se que os lances sejam fixados de maneira que não se inclinem devido à velocidade da água (feito usualmente através de tirantes), pois as réguas sofrem a ação da água, já que ficam submersas parcial ou totalmente por longos períodos (BRASIL, 2009; SOUZA, 2003; PONCE, 1989).



Figura 3.6. Escala pintada sobre superfície vertical.
Fonte: (BRASIL, 2009).



Figura 3.7. Seção de réguas linimétricas
Fonte: (SOUZA,2003).

Devido à possibilidade de ocorrer níveis máximos ou mínimos em horários diferentes da realização da leitura da régua linimétrica, elas não são indicadas em cursos de água onde ocorrem mudanças bruscas do nível de água. Esse problema é particularmente importante nas bacias hidrográficas pequenas e/ou urbanas. Nesses casos é comum a instalação de linígrafos que possibilita o registro contínuo do nível de água inclusive as variações rápidas do nível (BRASIL, 2009; PONCE, 1989).

Linígrafos

Do ponto de vista funcional existem os linígrafos de boia, colocado em poço tranquilizador e os de pressão. Quanto ao registro dos dados, os linígrafos podem ser ainda do tipo analógico, com registrador gráfico, ou digital, o qual armazena a informação em um *datalogger* (BRASIL, 2009; PORTO, 2001).

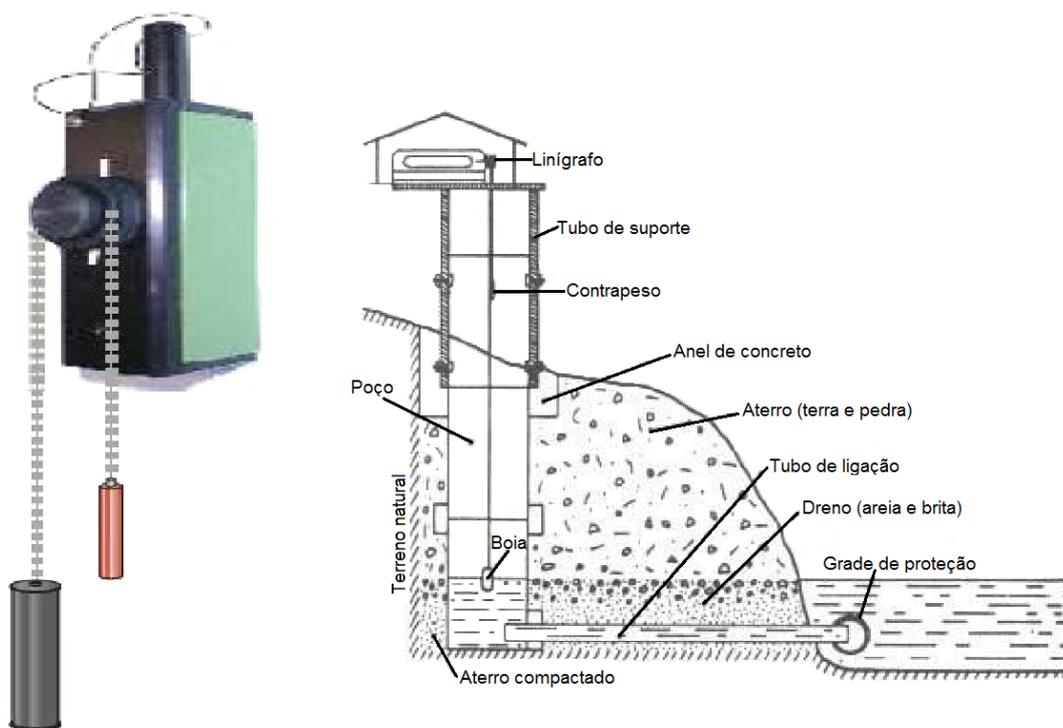


Figura 3.8. Linígrafo de boia e esquema de instalação.
Fonte: Adaptado de Tucci (2003)

O linígrafo de boia (Figura 3.8) possui um flutuador preso a um cabo ou fita de aço, que passa sobre uma polia e tem na sua outra extremidade um contrapeso. O conjunto é colocado em um poço que tem o objetivo de proteger o flutuador de detritos e amortecer o efeito da ação das ondas. A grande vantagem dos linígrafos de boia é sua leitura de nível ser direta não sendo, portanto, afetada pela presença

de sedimentos na água, como acontece com os linígrafos baseados em leituras de pressão. A grande desvantagem deste instrumento é o elevado custo de instalação, principalmente onde há afloramento de rocha ou cobertura de solo muito rasa que exige o emprego de explosivos para abertura do poço (TUCCI, 2003; SOUZA, 2003; PONCE, 1989).

Entre os linígrafos de pressão existe o de bolhas (Figura 3.9), de concepção mais antiga e pouco usada, e o linígrafo com transdutor eletrônico de pressão (Figura 3.10), mais compacto, robusto e de custo reduzido (TUCCI, 2003).

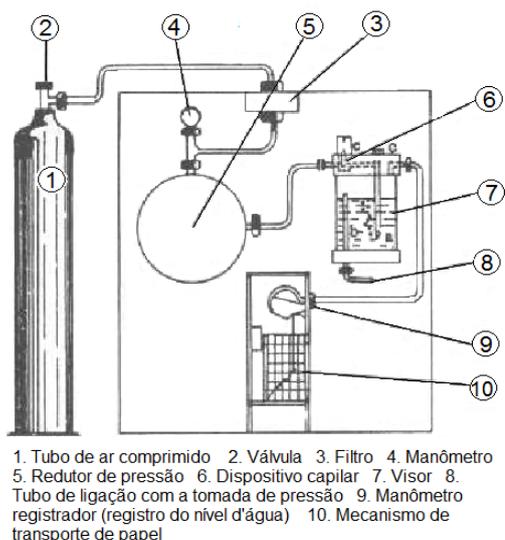


Figura 3.9. Linígrafo de pressão por borbulhamento. Fonte: Adaptado de Tucci (2003)



Figura 3.10. Linígrafo de pressão com sensor eletrônico. Fonte: Acervo pessoal.

O linígrafo de pressão por borbulhamento (Figura 3.9) possui um circuito de gás que começa com uma garrafa de gás seco em alta pressão. O gás passa por um redutor de pressão, que produz uma pressão constante, ajustável de um a três bar, e então passa por uma válvula dosadora ligada ao fundo de um pequeno recipiente contendo alguns centímetros cúbicos de água. O gás borbulha através deste volume de água permitindo que se veja qual a quantidade de bolhas que está produzindo. Do topo desse recipiente, o gás sai em duas conexões, uma para a mangueira que irá até a cota desejada no fundo do corpo de água e a outra para um medidor de pressão. Como a quantidade de gás injetada é muito pequena, a velocidade na mangueira é muito baixa e, portanto a perda de carga é desprezável, como também é desprezável o efeito da altura da coluna de gás na mesma mangueira. Nos instrumentos mais modernos, a pressão é medida por um sensor de pressão diferencial com um lado aberto para a atmosfera. O registro de dados é feito por

meios eletrônicos. As vantagens deste tipo de linígrafo são: instalação mais barata, pois não há necessidade de se construir poço; instalação bem protegida contra vandalismo devido às peculiaridades da instalação; e imunidade à agressividade do meio onde é feita a medição, uma vez que nenhuma parte sensível fica em contato com a água. Por tudo isso ele é o instrumento mais adequado para a medida do nível de águas salobras, salinas ou poluídas. Como desvantagem, além da medida indireta, fica a necessidade de manter o posto abastecido de gás (BRASIL, 2009; SOUZA, 2003)

O linígrafo de pressão com sensor eletrônico (Figura 3.10) utiliza-se de um capacitor protegido por uma armadura em aço e algumas vezes titânio que é introduzido no curso de água na cota mais funda que se deseja medir, sendo ligado a um cabo que transmite os dados conforme Figura 3.11. A instalação envolve a colocação de um tubo na margem do corpo de água com diâmetro suficiente para que se possa passar com facilidade o sensor, devendo ser dotada de furos que permitam a entrada da água, mas proteja o sensor de corpos estranhos. As vantagens são: instalação barata, compacidade, alta precisão, confiabilidade e pouca manutenção. As desvantagens consistem na exposição do sensor à agressão física e química da água e possibilidade de leituras errôneas por deposição de sedimentos no sensor ou umidade em excesso (SOUZA, 2003; CORREA, 2002; TUCCI, 2003).

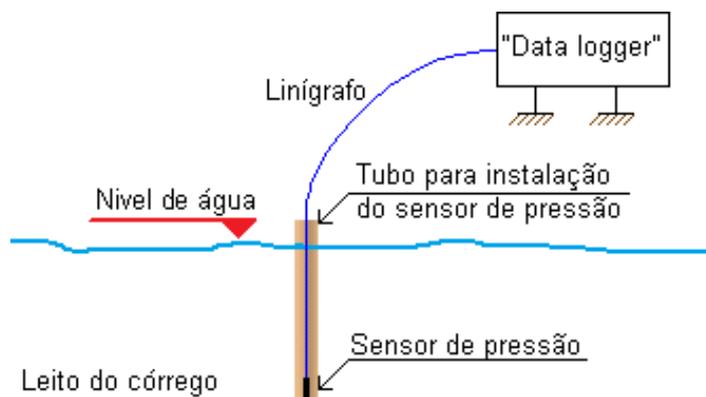


Figura 3.11. Esquema da instalação do linígrafo de pressão com sensor eletrônico

Medida do Nível por Ultrassom ou Radar

Consiste no envio de ondas sonoras ou eletromagnéticas por um emissor/receptor que avalia o tempo de trânsito do sinal enviado e refletido pela superfície fornecendo a informação do nível. Trata-se de uma alternativa sofisticada que possibilita medições precisas e apresenta facilidade na instalação, contudo, há a

necessidade de uma estrutura de suporte como uma ponte. Há ainda o fato deste tipo de transmissor ser muito sensível às irregularidades da superfície (ondas, material sólido flutuante, espuma) e à presença de névoa, embora o efeito das ondulações da superfície possa ser filtrado por *software* associado à leitura (SOUZA, 2003; CORREA, 2002).

3.5.3. Medição da vazão de cursos de água

A vazão de um curso de água pode ser obtida por uma curva-chave que é construída através da representação gráfica das medições sucessivas da vazão e nível de água, usada para converter registros do nível de água em vazões. As medições devem se distribuir ao longo do tempo, permitindo a coleta de dados suficientemente representativos para que se defina uma curva cota/vazão adequada. A curva deve ainda ser verificada periodicamente para assegurar que a relação cota versus vazão manteve-se constante (CHOW ET AL, 1988; SOUZA, 2003). É essencial a correta determinação para a qualidade dos resultados, pois de acordo com Pereira (2003) tem se verificado muitas inconsistências nas saídas de modelos hidrológicos devido a erros na definição da curva chave.

Quando não se tem a curva chave ou se pretende construí-la, torna-se necessário obter a vazão através das medições da velocidade do fluxo. As medidas de velocidades em uma seção transversal são multiplicadas pela área para a qual se assume que a velocidade seja representativa (PORTO, 2001). Os métodos de determinação da velocidade variam desde o lançamento de flutuadores na água (Método do Flutuador) até métodos mais sofisticados baseado no efeito *doppler* como os ADCP (Automatic Doppler Current Profiler) que inclusive calcula a vazão do fluxo. Mas, o uso do molinete hidrométrico é ainda o mais difundido pela facilidade e a relação custo benefício proporcionado (CARVALHO, 2008). A seguir serão descritos os principais métodos de medição da velocidade de corpos de água.

Molinete Hidrométrico

Os molinetes hidrométricos são os instrumentos tradicionais de medida da velocidade para cálculo da vazão. Existem dois tipos básicos: o de eixo horizontal dotado de uma ou mais hélices, e o de eixo vertical, com o rotor de conchas, também chamado de molinete do tipo Price ou Gurley. O primeiro tipo é mais comum

na Europa e o segundo nos Estados Unidos. No Brasil, são bastante usados os dois tipos (SOUZA, 2003).

Os molinetes de hélice são equipamentos que contêm uma hélice que gira quando em contato com a água. As hélices são fabricadas em diversos tamanhos variando de 10 cm de diâmetro (os mais comuns) a diâmetros menores do que 1 cm, usados nos micromolinetes. Alguns modelos de molinetes e micromolinetes utilizam várias hélices, projetadas para faixas de velocidades específicas. Nos molinetes, a hélice aciona uma chave que produz um impulso elétrico a cada volta ou a cada N voltas. Esses impulsos são usados ou para acionar uma cigarra ou para acionar um contador que possibilita obter o número de voltas realizado pela hélice durante um intervalo de tempo fixo. A velocidade da água é então determinada por uma equação empírica fornecida pelo fabricante e/ou obtida por calibração em laboratório específico. A calibração deve ser realizada periodicamente. A equação transforma a rotação por período de tempo em velocidade e é representada pela Equação 2 (TUCCI, 2003; SOUZA, 2003).

$$V = a \times N + b \quad (2)$$

Em que,

V = é a velocidade do fluxo;

a e b = são constantes características da hélice determinadas por calibração;

N = é a rotação por unidade de tempo.



Figura 3.12. Molinete do tipo Price. Fonte: (SOUZA, 2003)



Figura 3.13. Molinete de hélice e lastro com formato hidrodinâmico. Fonte: Acervo pessoal.



Figura 3.14. Guincho descendo molinete. Fonte: Acervo pessoal.

Os molinetes do tipo Price ou Gurley, (Figura 3.12) possuem um rotor dotado de conchas que giram em torno de um eixo vertical com uma chave permitindo a contagem das voltas como nos molinetes de hélice. Este tipo de molinete não é afetado por um erro de apontamento desde que o eixo seja mantido na vertical.

Estes molinetes são também produzidos em diferentes tamanhos, sendo que os maiores rotores apresentam cerca de 10 cm de diâmetro. Os rotores, em geral, giram sobre pivôs, o que torna esses instrumentos mais simples e baratos, porém mais frágeis do que os molinetes de hélice. A obtenção da velocidade a partir dos impulsos segue as mesmas considerações feitas para os molinetes de hélice (SOUZA, 2003).

A medição da velocidade do fluxo de água, utilizando qualquer um dos dois tipos de molinetes apresentados, necessita que o molinete seja colocado em diferentes posições no interior da lâmina de água. Quando a medição é feita a vau, os instrumentos são fixados em hastes, que podem ser levadas à diversas posições pelo operador e em cada posição a altura do instrumento é ajustada. Este método é aplicado a medições com nível d'água não superior a 1,20 m e velocidade que permita a segurança do operador (SOUZA, 2003; PORTO, 2001).

Em corpos de água de maior porte, a medição se faz necessária a partir de um barco que pode ser preso nas margens do rio por meio de cabos. O molinete é lançado preso a uma haste ou a um cabo. Neste último caso, na extremidade do cabo, pouco abaixo do instrumento, é colocado um corpo hidrodinâmico que funciona como lastro (Figura 3.13). O cabo normalmente é lançado a partir de um guincho hidrométrico (Figura 3.14) dotado de medidor para que se possa posicionar o instrumento na profundidade desejada (SOUZA, 2003).

Conforme Porto (2001), as velocidades limites que podem ser medidas com molinete são de aproximadamente 2,5 m/s com haste e de 5 m/s com lastro. Acima destes valores os riscos para o operador e o equipamento passam a ser altos. Em boas condições, o erro relativo para uma vazão medida utilizando um molinete é de cerca de 5%.

Medição por flutuadores

Há algumas desconfiças na qualidade dos resultados obtidos por flutuadores, principalmente pelo fato da técnica levar em consideração apenas a velocidade da superfície do fluxo. Contudo, tomando os devidos cuidados com as limitações da metodologia, esta se torna uma alternativa em casos onde não é possível utilizar outros métodos mais consagrados.

A técnica consiste no cálculo da velocidade do fluxo a partir da medida de tempo gasto por um objeto flutuante para percorrer uma distancia conhecida L. A

distância L é delimitada pela seção de montante e seção de jusante demarcadas geralmente com auxílio de uma corda conforme ilustra a Figura 3.15. Recomenda-se que a distância entre as seções não seja inferior a 15m e nem superior a 50m. Recomenda-se ainda que o lançamento do flutuador seja realizado preferencialmente alguns metros antes da seção de montante. O cálculo da vazão é realizado a partir da multiplicação da velocidade pela área da seção transversal representativa (EPA 1997; EMBRAPA, 2007).

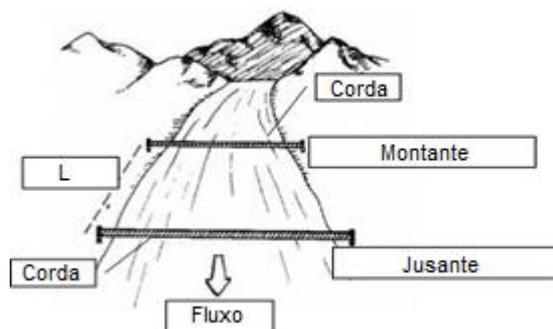


Figura 3.15. Medição com flutuadores
Fonte: Adaptado de EPA (1997)

Os instrumentos necessários para realização da medição são: cordas para delimitação do trecho que o objeto se deslocará, régua linimétrica para cálculo da seção molhada, trena, cronômetro e o flutuador (EPA 1997, EMBRAPA, 2007).

O trecho do curso de água utilizado na medição por flutuadores deve ser retilíneo (sem curvas), apresentar no mínimo 15 cm de profundidade e não pode ter interferências de remanso. Recomenda-se aplicar um coeficiente ou fator de correção no cálculo da vazão ao utilizar este método, devido ao fato da água se deslocar mais rapidamente na superfície do que na porção do fundo do rio. O manual da EPA (1997) recomenda um fator de correção de 0,8 para superfícies pedregosas e 0,9 para superfícies lamacentas (EPA 1997, EMBRAPA, 2007).

Medidores Eletromagnéticos

Os medidores de velocidade eletromagnéticos (Figura 3.16) são baseados na Lei de Faraday. Um campo magnético é criado na água e os íons presentes na água (concentração conhecida) movem-se com a velocidade da mesma alterando o campo magnético que foi produzido e fazendo surgir tensões elétricas proporcionais à velocidade. A medida destas tensões é feita por circuitos eletrônicos e pode ser convertida em velocidade. Estes instrumentos não possuem peças móveis e tem

diversos formatos de perfil delgado, o que os torna especialmente adequados para medidas em pequenas lâminas de água (PORTO, 2001; SOUZA, 2003).

Além disso, sua perda de carga é equivalente a de um trecho reto de tubulação e é virtualmente insensível à densidade e à viscosidade do fluido de medição sendo, portanto, ideais para medição de produtos químicos altamente corrosivos, fluidos com sólidos em suspensão e lama (CHAVES, 2002).

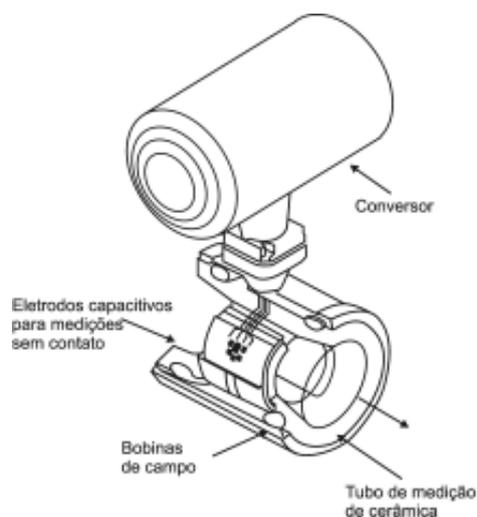


Figura 3.16. Medidor eletromagnético
Fonte: (CHAVES, 2002)

Conforme NBR 13403 (1995) as vantagens do método eletromagnético são alta precisão, detecção de velocidades baixas (a partir de 0,001m/s), tolerância a interferências de sólidos suspensos, vegetação aquática e remanso, período de resposta rápido, possibilita a determinação da direção do fluxo e não obstrui os canais. A mesma norma cita as seguintes desvantagens do método: custo ainda muito elevado se comparado com outros instrumentos mecânicos, alto consumo de energia, exige manutenção e limpeza dos eletrodos, suscetível a campos elétricos e magnéticos na área e ainda sofre interferência de turbulência e vórtices.

Medição por Traçadores

São utilizados em situações de escoamentos com velocidades altas, muita turbulência e leito irregular, como rios de montanhas ou quando há perigo devido a troncos de árvores ou cachoeira. É um método em que o custo financeiro pode ser significativo. O traçador pode ser um elemento químico ou um traçador radiativo, chamados assim devido às propriedades de penetração da radiação. Os traçadores químicos são lançados em quantidade mensurável a montante do ponto de medição

sendo realizadas análises da amostra da água na medida em que se deslocam pelo curso, a fim de se determinar a variação da concentração, por onde é estimada a vazão. O uso do traçador radioativo consiste na adição de um radioisótopo no meio e, após certa distância, registra-se a passagem da nuvem radioativa por meio de um detector de radiação. O produto químico utilizado como traçador não deve reagir com impurezas existentes na água do rio e muito menos ser prejudicial à fauna ou à flora. Caso seja radioativo, deve-se corrigir o efeito do decaimento no tempo. Um sal bastante usado é o bicromato de sódio. Os elementos radioativos mais usados são Na^{24} , Br^{82} e P^{32} (PORTO, 2001; SOUZA, 2003; RAMOS, 2006).

Medidor ultrassônico baseado no efeito Doppler

Foi desenvolvido inicialmente para a medição de correntes nos oceanos, o aparelho era lançado ao fundo do mar ancorado em blocos de concreto, emitia o feixe sônico para cima e registrava os dados em *data loggers*. Em poucos anos seu uso foi ampliado para análise da estabilidade de plataformas petrolíferas e navios oceanográficos. Há cerca de 20 anos começou a ser usado na medição da vazão em rios (BRASIL, 2009; SOUZA, 2003).

O aparelho utiliza dois a quatro feixes de ultrassom lançados na água e apontados para diversas direções por emissores e receptores de cristal. Em cada feixe os sons emitidos, sob a forma de pulsos vão sendo sucessivamente refletidos pelas partículas em movimento encontradas nos diversos níveis da lâmina de água. Assim, o pulso refletido por uma partícula que caminha ao encontro do aparelho é captado por este com uma frequência maior à que foi emitida. Por outro lado, o pulso refletido por uma partícula que se afasta do equipamento chega com velocidade e frequência menores que as emitidas. Com base nesta diferença de frequência produzida pelo efeito *Doppler*, é possível calcular os vetores de velocidade na direção dos diversos feixes e assim definir a velocidade horizontal em determinada zona do perfil. O eco final do som refletido contra o fundo permite o cálculo da profundidade do local e da velocidade de deslocamento do barco, quando utilizado. (PORTO, 2001; SOUZA, 2003). Conforme Porto (2001) este equipamento é bastante utilizado para monitorar a vazão de forma permanente, sendo fixado, por exemplo, em pilares de pontes.

O equipamento mais utilizado no Brasil é o *Acoustic Doppler Current Profiler* ou ADCP (Figura 3.17). De acordo com a NBR 13403 (1995) as vantagens do

método são: possibilidade de medições contínuas e instantâneas, não introduz agente poluidor, possibilidade de transmissão dos resultados via telemetria, não é afetado por remanso e não interfere no fluxo. No entanto, apresenta as seguintes desvantagens: exige operação especializada; sofre interferências com o crescimento de plantas aquáticas e transmissão de rádio; sensível a vórtices; e pode ter a calibração alterada pela variação da turbidez na água.



Figura 3.17. Medidor ultrassônico baseado no efeito Doppler do tipo ADCP
Fonte: Acervo pessoal

3.6. Modelos hidrológicos

De acordo com Chow et al (1988), um modelo hidrológico é uma aproximação do ciclo hidrológico real. Suas entradas e saídas são variáveis hidrológicas mensuráveis e sua estrutura é um conjunto de equações que simulam processos hidrológicos matematicamente. O objetivo é estudar o funcionamento dos processos hidrológicos e prever a sua saída. Tucci (1998) considera o modelo hidrológico como uma das ferramentas que a ciência desenvolveu para melhor entender e representar o comportamento da bacia hidrográfica e prever condições diferentes das observadas.

Os modelos hidrológicos podem ser classificados de acordo com uma série de características específicas das quais se deseja ressaltar. Desta forma há diversos esquemas de classificação de modelos na literatura. Krauskopf (2005) propõe uma síntese dos principais critérios de classificação apresentada a seguir:

- a) Quanto a representação das variáveis:
 - Modelo de forma: busca reproduzir apenas a forma do sistema. Exemplo: maquete;

- Modelo de comportamento ou de processo: busca reproduzir o comportamento (dinâmica) de um sistema. Exemplo: modelo hidrodinâmico.
- b) Quanto ao grau de representação das variáveis:
 - Modelo simplificado: as variáveis a serem reproduzidas são descritas com grau de complexidade menor comparado ao sistema original. O modelo pode ser simplificado em relação a comportamento ou estrutura. Exemplo: modelo de propagação de onda cinemática.
 - Modelo completo: é descrita toda a complexidade das variáveis modeladas. Exemplo: modelo de propagação hidrodinâmico tridimensional.
- c) Quanto à forma de representação das variáveis:
 - Modelo físico: as variáveis são reproduzidas (em escala apropriada) por alguma grandeza física: forma, vazão, nível, etc. Exemplo: modelo reduzido de canal.
 - Modelo matemático: as variáveis são representadas por conjunto de equações matemáticas. Exemplo: modelo hidrodinâmico.
- d) Quanto ao comportamento no tempo:
 - Modelo contínuo: as saídas estão definidas para todos os instantes do período a ser modelado. São basicamente os modelos físicos e matemáticos com entrada contínua e solução analítica. Exemplo: modelo reduzido de canal.
 - Modelo discreto: as entradas, saídas e processamento são definidos apenas para alguns instantes do período a ser modelado. Os valores associados a cada instante representam o valor de uma grandeza naquele instante ou em um período de tempo que inicia ou termina naquele instante. Exemplo: modelo IPH II.
- e) Quanto ao tipo de informação de saída:
 - Modelo determinístico: não considera a aleatoriedade, um conjunto de variáveis de entrada sempre produz um mesmo conjunto de variáveis de saída.
 - Modelo estocástico: as variáveis de saída são pelo menos parcialmente aleatórias.
- f) Quanto ao tipo de modelo matemático:

- Modelo linear: atende às propriedades de superposição e de homogeneidade. Exemplo: hidrograma unitário;
 - Modelo não linear: não atende as condições definidas para classificação de modelo linear. Exemplo: modelo de propagação de Nash.
- g) Quanto ao comportamento em operação:
- Modelo de simulação: a atualização de variáveis é efetuada fora do ambiente de operação;
 - Modelo adaptativo: as variáveis são atualizadas durante a operação do modelo.
- h) Quanto à discretização do espaço:
- Modelo concentrado: representa uma bacia como um todo;
 - Modelo semi-distribuído: representa uma bacia hidrográfica como um conjunto de sub-bacias;
 - Modelo distribuído: representa a bacia como um conjunto de áreas que não constituem, necessariamente, sub-bacias.

3.6.1. Modelos de Drenagem Urbana

Tucci (1998) afirma que a modelagem na drenagem urbana se propõe atender a diversos objetivos 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 da interação entre sub-bacias. Conforme Chow et al (1988), os primeiros programas de modelagem da drenagem urbana foram desenvolvidos durante a década de 60, e desde então uma infinidade de modelos têm sido discutidos na literatura.

Os modelos de projeto possibilitam a determinação das dimensões geométricas das galerias de águas pluviais (e de outras instalações) para um novo sistema ou extensão ou ainda aperfeiçoamento de um sistema existente objetivando as melhores soluções de projeto. Os cálculos do projeto geralmente são realizados para um período de retorno específico (CHOW ET AL, 1988; TUCCI, 1998).

Os modelos de previsão de vazão simulam o fluxo da água da chuva em sistemas existentes ou em sistemas propostos com tamanhos geométricos pré-determinados. A maioria dos modelos de previsão de vazão simula o fluxo para um evento único de chuva, mas alguns podem simular para uma sequência de eventos.

A simulação pode ser para eventos históricos, chuvas em tempo real, ou eventos sinteticamente gerados. Estes modelos podem ou não incluir simulação da qualidade da água. A simulação da vazão tem por finalidade a verificação da adequabilidade e desempenho de um sistema existente ou proposto para a mitigação das inundações; o controle da poluição da água, para fornecer informações para gestão de águas pluviais; ou formar um sistema de controle operacional em tempo real (CHOW ET AL, 1988).

Os modelos de planejamento buscam não somente soluções hidráulicas, hidrológicas e econômicas, mas uma caracterização quantitativa das características socioeconômicas e ambientais do sistema (TUCCI, 1998). São utilizados para estudos mais amplos de planejamento relacionados às águas pluviais urbanas, geralmente para uma área relativamente grande e ao longo de um período de tempo relativamente longo. A quantidade e qualidade da água da chuva são tratadas de forma bruta, considerando apenas a conservação da massa da água e poluentes sem considerar a dinâmica do seu movimento através do sistema. Estes modelos não necessitam de informação geométrica detalhada sobre as instalações da drenagem como os dois primeiros grupos de modelos anteriormente citados. Exemplos típicos de modelos de planejamento são citados por Chow et al (1988): STORM (Storage, Treatment, Overflow, Runoff Model); SWMM (Storm Water Management Model); RUNQUAL (Runoff Quality), que inclui a parte hidráulica RUNOFF do modelo SWMM e o modelo de qualidade da água QUAL-II; HSPF (Hydrocomp Simulation Program – Fortran) que é uma versão posterior do Stanford Watershed Model; e MITCAT (MIT catchment model).

A partir de pesquisas, como a de Collodel (2009), observou-se que os modelos hidrológicos mais aplicados à drenagem urbana na atualidade são (não necessariamente nesta ordem): 1) MOUSE (Modelling of Urban Sewer), desenvolvido por DHI - Danish Hydraulics Institute – em 1985; 2) CHM (Chicago Hydrograph Method) desenvolvido por City of Chicago em 1959; 3) ILLUDAS (Illinois Urban Drainage Area) desenvolvido por Illudas Water Survey em 1972; 4) STORM (Storage, Treatment, Overflow Runoff Model) desenvolvido pelo Corps of Engineers em 1974; 5) TR-55 (SCS Technical Release 55) desenvolvido por SCS em 1975; 6) DR3M (Distributed Routing Rainfall-Runoff Model) desenvolvido por USGS em 1978; 7) IPH-2 (Instituto de Pesquisas Hidráulicas) desenvolvido pelo IPH-UFRS em 1981; 8) ABC-6 desenvolvido pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

(USP); e 9) SWMM (Storm Water Management Model) desenvolvido pela EPA em 1971.

SWMM - Storm Water Management Model

Entre os diversos modelos computacionais disponíveis para simulação hidrológica, o Storm Water Management Model (SWMM) desenvolvido pela Environmental Protection Agency (EPA) se destaca por tratar-se de uma ferramenta computacional de modelagem de sistemas de águas pluviais que trabalha com a simulação de diversos aspectos de qualidade e quantidade de processos do ciclo hidrológico, como: precipitação, escoamento superficial, evapotranspiração, infiltração, interceptação e armazenamento em depressões. Ele apresenta ainda flexibilidade na divisão da área de estudo a ser representado (discretização) o que permite uma maior aproximação da realidade. E possui boa documentação de consulta por ser um dos modelos mais utilizados em drenagem urbana (GARCIA, 2005).

De acordo com as análises realizadas por Barbassa (1991) para os principais modelos hidrológicos, baseado em Brandstetter (1976), pode-se afirmar que a maioria dos modelos permite: a representação da bacia em múltiplas sub-bacias, a entrada de diversos hietogramas, considera o escoamento de base, o escoamento de áreas permeáveis e de áreas impermeáveis, considera o balanço hídrico entre os eventos, aceita diferentes seções transversais e realiza o cálculo das derivações e armazenamento. Contudo, poucos modelos realizam o cálculo do efeito de remanso, de reversão de escoamento e o escoamento sob pressão. Collodel (2009) apresenta uma compilação dos modelos descritos nos trabalhos de Machado (1981) e Viessman & Lewis (2002) que possibilita afirmar que o SWMM realiza todos os cálculos citados anteriormente e por isso é considerado um modelo completo. A seguir são comentados alguns trabalhos que utilizaram o SWMM.

Shinma (2011) desenvolveu um calibrador automático multiobjectivo para o SWMM e aplicou a dois sistemas diferentes, sendo uma bacia hipotética e outra situada no município de São Carlos (SP). Na análise da sensibilidade, a porcentagem de áreas impermeáveis e os parâmetros de rugosidade e de infiltração apresentaram maiores influencias sobre a vazão de pico e volume total escoado das bacias. O calibrador testou 55 diferentes combinações de funções objetivo duas a duas e os resultados comprovaram a eficiência do calibrador.

Collodel (2009) avaliou diferentes níveis de detalhamento na representação de uma bacia hidrográfica empregando o modelo SWMM e algoritmos genéticos na calibração dos eventos. Os resultados evidenciaram a importância da micro drenagem na representação dos sistemas. Verificou-se que quanto maior o detalhe imposto na representação da bacia, maior a velocidade de escoamento resultante devido à baixa rugosidade das galerias pluviais o que consequentemente resultaram maiores vazões de pico.

Bastos (2007) aplicou o modelo SWMM para duas bacias urbanas na cidade de Santa Maria (RS) com enfoque na calibração dos eventos de cheia. Os resultados obtidos na calibração foram considerados satisfatórios conseguindo coeficiente de correlação entre 0,94 a 0,99. Os parâmetros que apresentaram maior sensibilidade foram infiltração e o coeficiente de rugosidade de Manning.

Silva (2007) utilizou o SWMM em simulações hidrológicas para avaliar a eficiência de quatro métodos de controle de enchentes em uma bacia na cidade de Goiânia (GO) que apresentava problemas de inundações. Foram avaliados onze cenários hipotéticos da implantação de dispositivos de controle sendo eles: implantação de micro reservatórios de retenção, trincheira de infiltração, aumento da área permeável nos lotes e criação de lago em área pública. Os resultados evidenciaram que a alternativa que possibilitou maiores reduções da vazão de pico foi o aumento da área permeável nos lotes seja ela como alternativa individual ou em conjunta com outras práticas.

Garcia (2005) avaliou o modelo SWMM aplicado a uma bacia na cidade de Santa Maria (RS) com enfoque à calibração dos eventos de cheia. Os resultados na calibração dos parâmetros foram satisfatórios. Os parâmetros que apresentaram maior sensibilidade foram a porcentagem de áreas impermeáveis e o coeficiente de rugosidade de Manning. Foram realizadas ainda simulação de cenários futuros que alertaram para a necessidade do planejamento do uso e ocupação do solo em áreas urbanas.

4. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A bacia do Córrego Barbado com área de drenagem total de 12,97 km² apresenta elevado grau de ocupação urbana aliado a um alto índice de degradação ambiental. Os planos e estudos que poderiam indicar os direcionamentos para mudança dessa realidade sempre esbarrou na carência de dados hidrológicos, uma vez que não é prática comum o monitoramento de pequenas bacias urbanas. Além disso, a bacia apresenta uma predominância por solos rasos com baixa permeabilidade o que favorece ainda mais o escoamento superficial. Todas essas questões fomentaram a escolha da bacia do Córrego Barbado para o desenvolvimento desta pesquisa.

A seguir, discorre-se sobre a localização da bacia e principais características físicas. Posteriormente realiza-se um breve relato sobre o processo de ocupação urbana e são apresentadas algumas características sociais e urbanísticas da bacia estudada.

4.1. Localização

A bacia do Córrego Barbado se encontra inteiramente inserida no perímetro urbano do município de Cuiabá-MT, entre as coordenadas 56°3'48,36" e 56°04'48,55" de longitude oeste e 15°33'37,12" e 15°38'0,25" de latitude sul. O Córrego Barbado é afluente direto do Rio Cuiabá, que por sua vez, é um dos mais importantes contribuintes para a formação da Bacia do Alto Paraguai.

A área da bacia do Barbado abriga parte do Centro Político Administrativo do Estado (CPA), dois Parques de Preservação Ambiental (Parque Massairo Okamura e Parque Tia Nair), dois *shopping center* (Pantanal Shopping e Shopping Três Américas), o campus principal da Universidade Federal de Mato Grosso (UFMT), o campus "Bela Vista" do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Mato Grosso (IFMT) e ainda algumas faculdades privadas localizadas nas imediações. A disponibilidade desses serviços somados ao fácil acesso ao centro e outras regiões da cidade estimulam a especulação imobiliária e adensamento populacional na bacia. Apresenta-se na Figura 4.1 a localização do Estado de Mato Grosso e do município de Cuiabá, a localização da bacia do Córrego Barbado no perímetro urbano de Cuiabá e um detalhe ampliado da bacia sobre uma imagem de satélite.

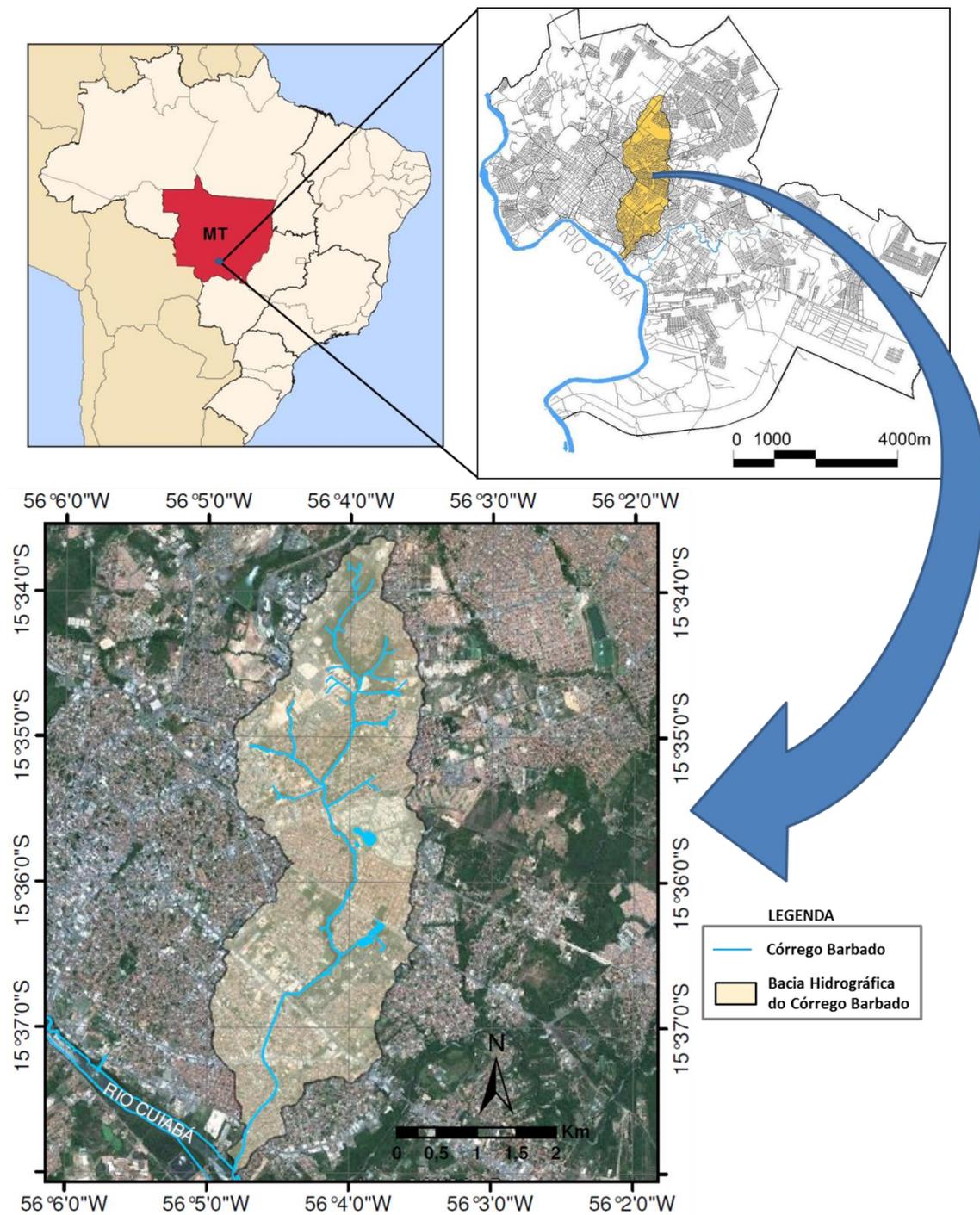


Figura 4.1. Localização da Bacia do Córrego do Barbado

4.2. Características ambientais

Para melhor descrever as características ambientais da bacia do Barbado, a mesma foi dividida em três regiões denominadas: Alto Curso, Médio Curso e Baixo Curso conforme a Figura 4.2.

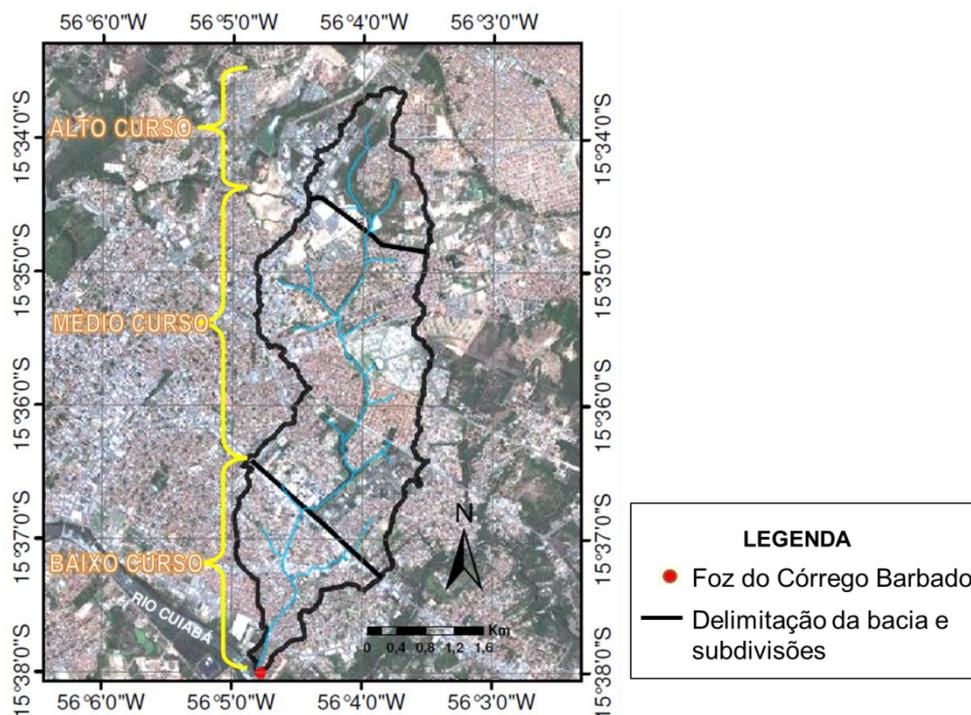


Figura 4.2. Divisão da Bacia do Córrego do Barbado

As pesquisas e visitas de campo revelaram que a bacia do Barbado apresenta diferentes níveis de intervenção urbanística devido às diferentes origens e finalidades da ocupação do solo. A região do Alto Curso é a que ainda possui menor adensamento e apresenta uma grande área de vegetação preservada devido principalmente a criação do Parque Massairo Okamura, local onde são preservadas algumas das nascentes do córrego Barbado. Na Figura 4.3 é possível observar que o leito do córrego nesta região da bacia ainda permanece natural, embora algumas ramificações do córrego sejam canalizadas devido à construção de ruas e avenidas.

No Médio Curso, alguns vazios urbanos foram ocupados por loteamentos irregulares que, por não disporem de rede de esgoto, lançam seus efluentes diretamente no córrego. Este trecho conta com APP e várzea parcialmente conservada, além de uma mancha verde preservada pelo campus da UFMT.

O Baixo Curso é o trecho mais alterado da bacia. Grande parte do solo deste trecho é impermeabilizado e o córrego é canalizado. Estas alterações ambientais aumentam a velocidade e o volume do escoamento superficial, agravando as inundações nos bairros localizados neste trecho e nos bairros à jusante. A foz do Córrego Barbado, por sua vez, teve sua APP ocupada irregularmente há muitos anos, e é uma área sob constante ameaça de inundação (GALDINO, 2008).

Apresenta-se na Figura 4.3 um esquema da situação do leito do Córrego Barbado. Os trechos estão classificados em leito natural, canalização aberta e

canalização fechada. O trecho de canalização aberta inserido na região do Médio Curso tem as laterais da seção transversal revestido com gabião e brita (Figura 4.4). O maior trecho de canalização aberta, que compõem o Baixo Curso e apresenta pouco mais de 2km de extensão seguindo de encontro à foz (Figura 4.6) com o rio Cuiabá, apresenta-se revestido em concreto (Figura 4.5).

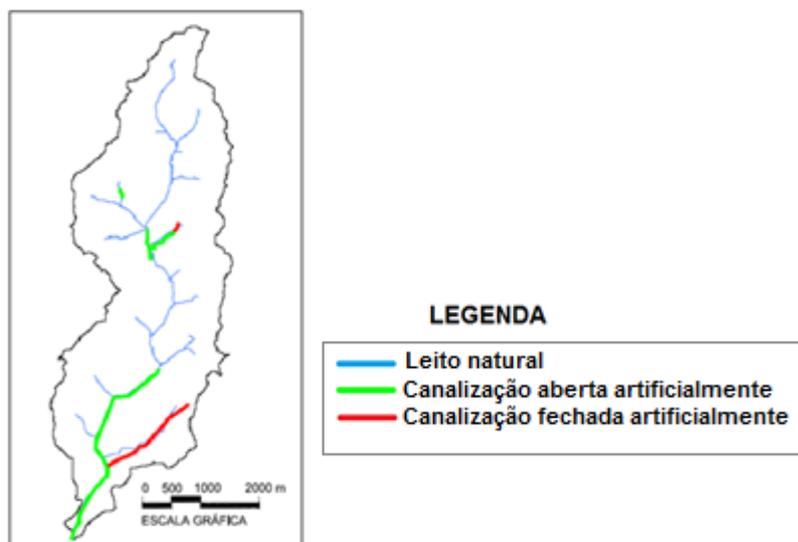


Figura 4.3. Esquema da situação do leito do Córrego do Barbado
Fonte: Adaptado de (CUIABÁ, 2009)



Figura 4.4. Trecho canalizado com gabião. Fonte: Acervo Pessoal



Figura 4.5. Trecho canalizado em concreto. Fonte: Acervo pessoal.



Figura 4.6. Foz do córrego Barbado e rio Cuiabá. Fonte: Acervo pessoal

4.2.1. Clima

Na região predomina o clima tropical continental, apresentando dois períodos distintos: o chuvoso que se estende de outubro a maio e o seco que predomina entre os meses de junho a setembro. No período chuvoso, a temperatura e a umidade mantêm-se alta, caracterizando o clima tropical continental úmido. Enquanto, no período seco, a umidade do ar, em certos dias, desce a uma

porcentagem mínima, que varia de 18% a 40%, característico do clima tropical continental seco onde predominam relevos de baixas amplitudes. A temperatura média anual da cidade é de 27°C, mas é marcante a ocorrência de altas temperaturas principalmente nos meses de setembro a novembro, quando são frequentes máximas diárias de 38°C, não raro alcançando valores superiores a 40°C. (CUIABÁ, 2009; BORDEST, 2003)

4.2.2. Vegetação

De acordo com os estudos realizados pelo projeto Radambrasil (BRASIL, 1982), a vegetação original da bacia do Córrego Barbado é a Savana Arbórea Aberta “campo cerrado” composta de árvores e arvoretos tortuosos entremeados por tapete gramíneo lenhoso associado a outras herbáceas, subarbustos e arbustos baixos das seguintes espécies: *Qualea sp* (*paus-terra*), *Kielmeyera sp* (*paus-santos*), *Byrsonima* (*muricis*), *Curatella americana* (*lixeira*), *Caryocar brasiliensis* (*pequi*), *Hancornia speciosa* (*mangaba*), entre outras. Na década de 90, Bordest (2003) realizou um levantamento florístico da bacia, o qual revelou que a região da nascente e Alto Curso da bacia apresentava maior concentração vegetal, sendo registrada a ocorrência predominante de vegetação do Cerrado, acompanhada de Capoeira, tendo como representantes: *Ricinus comunis* (mamona) e *Croton sp.* (taquara-de-espinho). O estudo constatou ainda a existência de 55 famílias e 119 espécies nativas e 20 famílias e 23 espécies de exóticas. A distribuição da vegetação ao longo da bacia se concentrava em maior número na nascente e Alto Curso e diminuía em direção à foz. O cenário atual pouco se alterou no que se refere à distribuição e variabilidade da vegetação. Ainda se observa fitofisionomias de Cerrado, Capoeira, e Mata de Galeria nas poucas manchas de vegetação que não foram tomados pela ocupação urbana.

Mato Grosso (2011) realizou recentemente um levantamento da vegetação nas margens do Córrego Barbado entre a Avenida Fernando Correa da Costa até o contorno leste da Avenida do CPA por meio do método de “Avaliação ecológica rápida” (AER). A região corresponde ao médio curso do córrego. O estudo afirma que a vegetação do trecho estudado encontra-se totalmente alterada. A maior parte do percurso predomina a *Leucaena leucocephala* (leucena). Ao todo foram identificadas 16 espécies de 14 famílias listadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1. Levantamento da vegetação

Espécies	Família	Nome vulgar	Forma
<i>Leucaena leucephala</i>	Mimosaceae	Leucena	Arbóreo
<i>Guazuma ulmifolia</i>	Sterculiaceae	Chico magro	Arbóreo
<i>Acrocomia aculeata</i>	Arecaceae	Bocaiuva	Arbóreo
<i>Cecropia pachystachya</i>	Cecropiaceae	Embaúva	Arbóreo
<i>Ricinus communis</i>	Euphobiaceae	Mamona	Arbustivo
<i>Acacia sp</i>	Mimosaceae	Acacia	Arbóreo
<i>Musa paradisiaca</i>	Musaceae	Bananeira	Herbácea
<i>Mangifera indica</i>	Anacardiaceae	Mangueira	Arbóreo
<i>Alocasia macrorrhiza</i>	Araceae	Taioba	Herbácea
<i>Terminalia catappa</i>	Combretaceae	Sete Copas	Arbóreo
<i>Anadenanthera colubrina</i>	Mimosoideae	Angico	Arbóreo
<i>Hevea brasiliensis</i>	Euphorbiaceae	Seringueira	Arbóreo
<i>Carica sp</i>	Caricaceae	Mamoeiro	Semi-herbácea
<i>Luffa cylindrica</i>	Cucurbitáceas	Bucha	Trepadeira
<i>Hyparrhenia rufa</i>	Poaceae	Capim Jaraguá	Gramínea
<i>Psidium guajava</i>	Myrtaceae	Goiaba	Arbóreo

Fonte: (MATO GROSSO, 2011)

O baixo curso do córrego Barbado, por sua vez, encontra-se com estreita faixa de vegetação ocupada principalmente por gramíneas e poucas árvores. Neste trecho o córrego encontra-se sob canalização aberta revestida de concreto no fundo e nas laterais do canal. Paralelamente às suas margens há uma avenida de intenso tráfego de carros conforme mostrado pela Figura 4.5.

4.3. Estudo Geoambiental

O estudo deste tema foi auxiliado principalmente pelos resultados obtidos no Projeto: Sistema de Informação Geoambiental de Cuiabá, Várzea Grande e Entorno, organizado por Thomé (2004).

Geologicamente, foi possível identificar que a bacia do Córrego do Barbado apresenta-se sobre rochas pré-cambrianas datadas do Proterozóico médio, pertencentes ao Grupo Cuiabá constituída principalmente por filitos e, subordinadamente, metarenitos, metarcóseos e quartzitos do Grupo Cuiabá (THOMÉ, 2004; BORDEST, 2003).

Quanto ao solo da bacia, as pesquisas apontaram a predominância de Neossolo Litólico, um solo raso, muito pedregoso, com ocorrência esporádica de afloramentos de rocha. Os extensos níveis cascalhentos superficiais da bacia, ilustrados pela Figura 4.7 são resultantes da erosão diferencial e desmonte de veios de quartzo. Em geral os solos apresentam espessura entre 0,5 e 2m, com baixa condutividade hidráulica, o que favorece a dissecação fluvial, a erosão laminar e o escoamento superficial. A baixa capacidade de retenção de água pelo solo confere um aspecto árido à região durante os meses secos. Devido a esses fatores recomenda-se restrição para obras enterradas e disposição de resíduos sólidos na bacia (THOMÉ, 2004; BORDEST, 2003).



Figura 4.7. Margem do Córrego do Barbado em diferentes seções com predominância de cascalho. Fonte: Acervo pessoal.

O relevo da bacia apresenta superfície aplainada posicionada entre as cotas 149 e 224m correspondente à Depressão Cuiabana. O relevo é dissecado em colinas e morros apresentando, em geral, declividades suaves a moderadas. Apresenta moderada a alta suscetibilidade à erosão linear (sulcos e ravinas) e laminar (THOMÉ, 2004; BORDEST, 2003).

4.4. Processo de Ocupação Urbana

O núcleo inicial de Cuiabá teve origem no século XVII motivado pela descoberta de ouro nos filões de quartzo presentes na estrutura geológica da região. O processo de ocupação urbana iniciou-se no final dos anos 30 do século passado e intensificou-se na década de 60, quando Cuiabá passou à condição de pólo de apoio à ocupação da Amazônia meridional brasileira, sendo chamada de “Portal da Amazônia” (CUIABÁ, 2009; BORDEST, 2003).

Especificamente na bacia do Córrego do Barbado, a ocupação urbana foi intensificada na década de 1970 pela construção do Centro Político Administrativo (CPA) e a instalação da Universidade Federal de Mato Grosso (UFMT). O CPA foi construído na porção norte que também é a cabeceira da bacia e a UFMT foi instalada na porção central da bacia sendo causas decisivas para a expansão urbana na região (CUIABÁ, 2009; BORDEST, 2003).

Os bairros que atualmente pertencem à bacia do Barbado são: Centro Político Administrativo, Morada do Ouro, Jardim Aclimação, Terra Nova, Bela Vista, Canjica, Dom Bosco, Carumbé, Bosque da Saúde, Campo Verde, Pedregal, Jardim Itália, Jardim Leblon, Jardim das Américas, UFMT (Campus universitário), Pico do Amor, Campo Velho, Jardim Tropical, Jardim Petrópolis, Boa Esperança, Grande Terceiro, Jardim Califórnia, Jardim Shangri-lá, Praeiro e Praeirinho. Apresenta-se na Figura 4.8 a localização dos bairros inseridos na Bacia do Barbado.

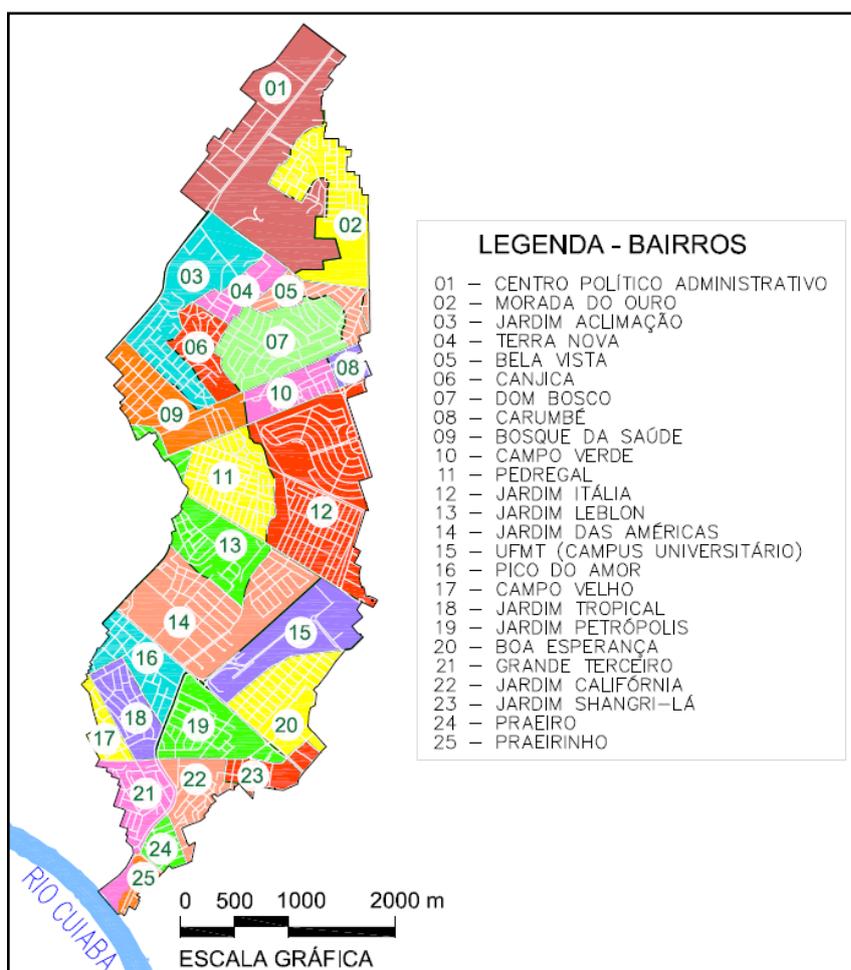


Figura 4.8. Mapa dos bairros inseridos na bacia do Barbado
Fonte: Adaptado de (CUIABÁ, 2009)

5. MATERIAL E MÉTODOS

Neste capítulo serão apresentadas as metodologias aplicadas a todas as etapas deste trabalho tendo como área de estudo a bacia hidrográfica do Córrego Barbado caracterizada no Capítulo 4. Serão abordados os métodos utilizados na determinação das características físicas da bacia, aprimoramento e delimitação da bacia de estudo. Em seguida, os métodos aplicados na estimativa da impermeabilidade da bacia, no monitoramento hidrológico, na determinação da curva-chave, na análise de sensibilidade dos parâmetros, na calibração e validação do modelo e na determinação dos cenários.

5.1. Determinação das características físicas da bacia hidrográfica

Primeiramente, realizou-se a delimitação da bacia hidrográfica, a partir de um arquivo vetorizado em formato digital contendo curvas topográficas a cada 1 metro, malha viária e rede hidrográfica. Apresenta-se na Figura 5.1 um recorte das curvas de nível da região da bacia do Córrego Barbado digitalizadas.

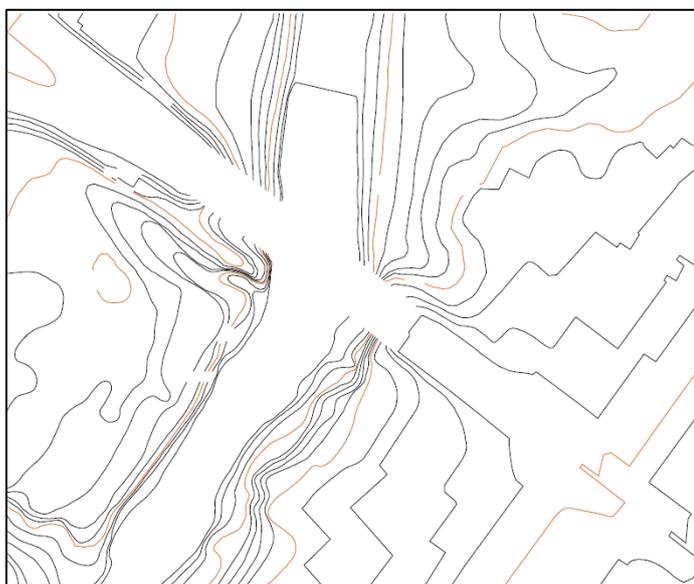


Figura 5.1. Curvas de nível, detalhe de uma região da bacia do Córrego Barbado.

O arquivo contendo as curvas de nível foi cedido pela secretaria de infraestrutura da Prefeitura Municipal de Cuiabá e contempla as alterações provenientes da ocupação do solo realizadas até o ano de 2006. Considera inclusive as modificações do terreno provenientes dos cortes e aterros efetuados para assentar as edificações e vias.

O arquivo vetorizado foi importado para o *software ArcMap 10* (ESRI®) onde foi georreferenciado e transformado em formato matricial que possibilitou a geração do modelo numérico do terreno (MNT) da bacia do Córrego Barbado. Em seguida iniciou-se o processo de delimitação automática da bacia hidrográfica seguindo as seguintes etapas: preenchimento de depressões (*fill sinks*), direção de fluxo (*flow direction*), fluxo acumulado (*flow accumulation*) e delimitação de bacias (*watershed*).

A partir do mapa topográfico vetorizado, da delimitação e do MNT gerado para a bacia foram calculadas e obtidas as características físicas conforme as metodologias apresentadas a seguir. Os resultados obtidos são apresentados no Capítulo 6.

Área de drenagem (A): Foi obtida através da computação da área da delimitação da bacia do Barbado projetada verticalmente.

Perímetro da bacia (P): O perímetro foi obtido por meio da medida da linha de contorno ou delimitação da bacia.

Comprimento do rio principal (L_p): Obteve-se por meio da medida do comprimento da calha principal do córrego Barbado.

Índice de conformação (K_f): Garcez & Alvarez (1988) relata que o índice de conformação é a relação entre a área da bacia e o quadrado de seu comprimento axial e quanto maior o seu valor, maior a possibilidade de ocorrência de picos de enchentes. O índice de conformação (K_f) foi determinado, utilizando-se a Equação 3:

$$K_f = \frac{A}{L^2} \quad (3)$$

Em que,

K_f = fator de forma (adimensional);

A = área de drenagem, em m²;

L = comprimento axial da bacia, em m.

Índice de compacidade (K_c): Conforme Garcez & Alvarez (1988), o K_c constitui a relação entre o perímetro da bacia e a circunferência de um círculo de

área igual à da bacia. Uma bacia será mais suscetível a enchentes quando seu K_c for mais próximo de 1. O K_c foi determinado baseado na Equação 4:

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (4)$$

Em que,

K_c = coeficiente de compacidade (adimensional);

P = perímetro, em m;

A = área de drenagem, em m².

Densidade de drenagem (Dd): É a relação entre o comprimento total dos cursos de água e a área da bacia. Quanto maior a densidade de drenagem, mais rapidamente o deflúvio atinge os rios (GARCEZ & ALVAREZ, 1988). Foi calculado conforme a Equação 5:

$$Dd = \frac{L}{A} \quad (5)$$

Em que,

Dd = densidade de drenagem, em km/km²;

L = comprimento de todos os cursos de água, em km.

A = área da bacia hidrográfica, em km²;

Declividade do canal (d_2): A declividade do canal influencia a relação entre a precipitação e o deflúvio da bacia hidrográfica, sobretudo devido ao aumento da velocidade de escoamento superficial, reduzindo a possibilidade da infiltração de água no solo. A declividade média do córrego foi calculada pela linha de declividade d_2 , que segundo Garcez & Alvarez (1988) é um valor mais representativo e racional da declividade do perfil longitudinal. Consiste em traçar uma linha no gráfico do perfil longitudinal, tal qual a área compreendida entre esta linha e a abscissa seja igual à área compreendida entre a linha do perfil longitudinal e a abscissa. Para este cálculo foi necessário construir o perfil longitudinal do córrego Barbado, sendo utilizado para isso, o mapa topográfico vetorizado.

Declividade da bacia (Im): A declividade média da bacia foi obtida a partir do mapa de declividades gerado do Modelo Numérico do Terreno (MNT) da bacia do Barbado com o auxílio do *software ArcMap 10*.

Tempo de concentração (T_c): O tempo de concentração foi obtido a partir do emprego dos métodos propostos por Picking e Ven Te Chow.

Apresenta-se na Equação 6 o método de Picking:

$$T_c = 5,3 \left(\frac{L^2}{S} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (6)$$

Em que,

T_c = tempo de concentração, em minutos;

L = comprimento do canal principal, em km;

S = declividade do talvegue principal, em m/m.

Apresenta-se na Equação 7 o método de Ven Te Chow:

$$T_c = 0,8773 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,64} \quad (7)$$

Em que,

T_c = tempo de concentração, em hora;

L = comprimento do canal principal, em km;

S = declividade do talvegue principal, em m/km.

5.2. Aprimoramento e delimitação da sub-bacia de estudo

Por se tratar de uma bacia urbana, tomou-se o cuidado de delimitar a área de drenagem efetiva da bacia considerando os caminhos preferenciais da água da chuva. Para isso houve um aprimoramento na delimitação da bacia realizada automaticamente pelo software *ArcGis*, de modo a contemplar as características impostas pelo sistema de drenagem urbana. Neste sentido, foram obtidas as cotas das esquinas das vias para áreas próximas da delimitação realizada anteriormente. As cotas foram obtidas por meio do mapa topográfico vetorizado que contém curvas topográficas a cada 1 metro. A partir das cotas das esquinas, delimitaram-se as quadras de lotes que drenam para a bacia do Córrego Barbado conforme ilustra a Figura 5.2.

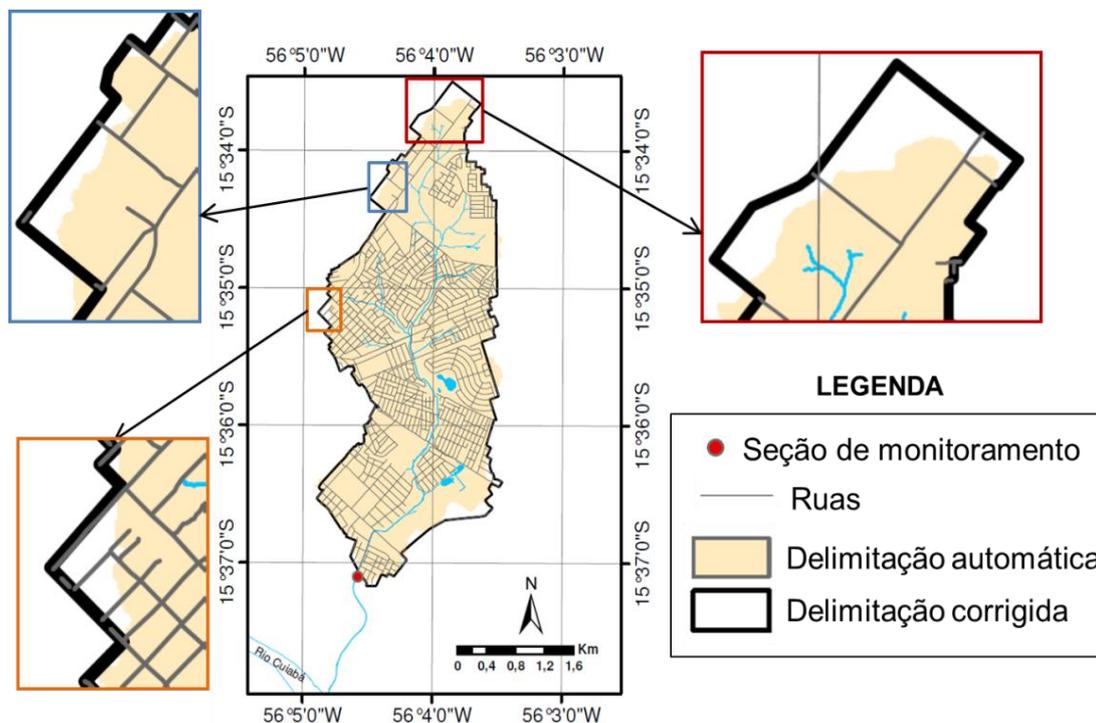


Figura 5.2. Delimitação da BECB e detalhes do aprimoramento na delimitação da bacia

Como a seção do monitoramento da vazão não coincide com a foz da bacia do Córrego Barbado, foi necessário realizar a delimitação da sub-bacia a montante da seção de monitoramento denominada Bacia de Estudo do Córrego Barbado (BECB). Portanto a BECB tem sua saída na seção onde foi instalado o posto fluviográfico do córrego Barbado, na Avenida Tancredo Neves, junto da passarela de pedestre sobre o Córrego Barbado localizado entre as ruas transversais: Rua A e prolongamento da Rua Amâncio Pedroso de Jesus Neto no bairro Jardim Petrópolis, nas coordenadas $56^{\circ}4'35,15''$ Oeste e $15^{\circ}37'6,06''$ Sul.

5.2.1. Discretização da BECB

Após a delimitação da Bacia de Estudo do Córrego Barbado (BECB) realizou-se a discretização da mesma, ou seja, subdividiu-se a bacia em áreas menores a fim de melhor representar os parâmetros relacionados com os processos físicos e hidrológicos.

A divisão da BECB considerou a rede de drenagem composta pelos canais naturais da bacia (antropizados ou não), assim como as áreas de contribuições desses canais que se relacionam com os aspectos físicos (planialtimétricos). A divisão considerou ainda a semelhança no uso e ocupação do solo resultando em 9

sub-bacias. As sub-bacias resultantes reúnem, portanto, áreas com características físicas e ocupação do terreno semelhante.

5.3. Estimativa da impermeabilização da bacia

Para estimar a taxa de impermeabilização da bacia optou-se pelo método apresentado por Garotti e Barbassa (2010) que quantifica a área impermeabilizada diretamente conectada e a área impermeabilizada não-conectada dos lotes através de visitas *in loco*.

Para esse estudo foram utilizados os dados cadastrais dos lotes fornecidos pelo sistema GAT (Gestão de Administração Tributária) do cadastro imobiliário da Prefeitura de Cuiabá atualizado até o mês de agosto de 2010. O banco de dados do GAT é utilizado para cobrança do Imposto Predial e Territorial Urbano – IPTU sendo, portanto, considerado confiável. Também foram utilizadas informações em arquivo digital em formato “*shape file*” (arquivo digital que representa uma feição ou elemento gráfico com referência espacial) fornecidos pela Secretaria de Planejamento do Estado de Mato Grosso – SEPLAN que possibilitou a espacialização das informações dos lotes. Os dados foram reunidos, possibilitando a criação de um banco de dados contendo informações sobre: área do lote, área construída em projeção horizontal, tipo de uso, grau de verticalização e localização. Os dados foram filtrados de forma a permanecer apenas as informações dos lotes inseridos na Bacia de Estudo do Córrego Barbado (BECB).

A partir dessas informações calculou-se para cada lote a taxa de ocupação (TO) que é a relação entre a área de projeção horizontal da edificação e a área do lote, em seguida, procedeu-se o agrupamento dos lotes em diferentes estratos.

5.3.1. Estratificação das amostras

Os lotes foram agrupados conforme o seu uso e ocupação. O grupo de lotes com ocupação nula, ou seja, vazio foi considerado portador de taxa de impermeabilização igual a zero, pois geralmente não apresentam impedimentos à infiltração da água no solo. Os demais lotes foram submetidos à investigação da conectividade e numerados conforme segue:

- Estrato 1: Lotes ocupados por prestadores de serviços e templos;
- Estrato 2: Lotes ocupados por comércios e indústria;

- Estrato 3: Lotes de ocupação mista ou de outra natureza;
- Estrato 4: Lotes residenciais com área menor que 125m²;
- Estrato 5: Lotes residenciais com área entre 125m² e 200m²;
- Estrato 6: Lotes residenciais com área entre 201m² e 300m²;
- Estrato 7: Lotes residenciais com área entre 301m² e 400m²;
- Estrato 8: Lotes residenciais com área entre 401m² e 600m²;
- Estrato 9: Lotes residenciais com área entre 601m² e 1200m²;
- Estrato 10: Lotes residenciais com área maior que 1201m²;
- Estrato 11: Lotes verticalizados, independente do uso;
- Estrato 12: Lotes vazios.

5.3.2. Investigação da conectividade

Tem o objetivo de identificar o caminho das águas pluviais nos lotes. Essa investigação exigiu visitas aos lotes para distinguir e quantificar as áreas permeáveis (AP), as áreas impermeáveis não conectadas (AINC) e as áreas impermeáveis diretamente conectadas (AIDC) ao sistema de drenagem. Devido o elevado número de lotes, optou-se por utilizar uma amostra gerada a partir de um estudo estatístico.

Definição da amostra

Em conformidade com a metodologia proposta por Garotti (2008), a amostra foi definida por estratificação aleatória e proporcional. O elemento morfológico do estudo estatístico foi o lote urbano e a variável principal foi a taxa de ocupação do lote (TO), pois é um parâmetro urbanístico relacionado à área construída e área livre do lote. A amostra foi então definida pela Equação 8 de Triola (1989, apud GAROTTI & BARBASSA, 2010):

$$n = \frac{N * \sigma^2}{\sigma^2 + (N - 1) * \left(\frac{E}{z}\right)^2} \quad (8)$$

Em que,

n = número de amostras total para coleta de campo;

σ^2 = variância da variável principal;

N = tamanho da população, número total de lotes urbanos ocupados;

E = erro máximo admitido na estimativa da média;

z = quantil da distribuição normal correspondente a 95% de confiabilidade na estimativa da média.

A partir dos valores da taxa de ocupação (TO) de cada lote calculada em porcentagem, determinou-se a variância da taxa de ocupação que resultou em: $\sigma^2 = 528,85$. O número total de lotes ocupados inseridos na BECB foi de 5.960 lotes e o erro máximo admitido foi de 4%. O quantil da distribuição normal para 95% de confiabilidade corresponde a 1,96. A partir desses valores chegou a uma amostra de 125 lotes.

Para obter a proporção da amostra para cada estrato de lotes, utilizou-se a Equação 9 conforme Garotti e Barbassa (2010):

$$n_n = \frac{\sigma_i}{\sum_{i=1}^{i=n} \sigma_i} * n \quad (9)$$

Em que,

n_n = número de amostras por estrato para coleta de campo;

σ_i = desvio padrão da área do lote de cada grupo;

$\sum_{i=1}^{i=n} \sigma_i$ = somatório dos desvios padrões das áreas dos lotes;

n = número de amostras total para coleta de campo.

Vistorias dos lotes

Nas vistorias dos lotes foram averiguados e/ou quantificados os seguintes itens:

- Dimensões do lote;
- Área construída;
- Área permeável;
- Direcionamento das águas pluviais;
- Área impermeável que encaminha o escoamento para áreas permeáveis

(AINC);

- Área impermeável que encaminha o escoamento para o sistema de drenagem pluvial (AIDC).

Após o trabalho de campo realizou-se a digitalização dos croquis e o cálculo dos seguintes parâmetros para cada lote visitado:

- Taxa de impermeabilização (TI): relação entre a área impermeabilizada (construída ou não) e a área do lote (%), este parâmetro é referente à impermeabilização total existente no lote;
- Porcentagem de área impermeabilizada diretamente conectada (AIDC);
- Porcentagem de área impermeabilizada não conectada (AINC);
- Porcentagem de área permeável (AP).

Em seguida foram calculadas as médias de cada parâmetro, por estrato, possibilitando a identificação dos estratos com maiores valores de TI, AIDC, AINC e AP. Estes resultados encontram-se no Capítulo 6.

5.3.3. Taxa de impermeabilização da bacia

Para obter a taxa de impermeabilização da BECB e das sub-bacias, obtidas após discretização, foi necessário quantificar as áreas verdes e áreas ocupadas por vias e calçadas. Para isso, utilizou-se um mapa vetorizado contendo a delimitação dos lotes, vias, calçadas e canteiros centrais de avenidas. As áreas verdes foram identificadas com o auxílio de imagem de satélite obtida pelo programa *Google Earth* que forneceu imagens datadas de 30 de setembro de 2009 com altitude do ponto de visão de 1 km, sendo as imagens mais recentes disponíveis para a área em 15 de junho de 2011. As áreas verdes foram consideradas áreas permeáveis (AP) e as áreas ocupadas por vias e calçadas foram consideradas como áreas impermeáveis diretamente conectadas (AIDC).

5.4. Monitoramento hidrológico

O monitoramento hidrológico consistiu no monitoramento da chuva, da velocidade e do nível de água (NA) do córrego do Barbado durante eventos de precipitação. Desta forma, foram utilizadas duas estações de monitoramento, a estação pluviométrica “Mestre Bombled” já existente, e a estação fluviográfica denominada “Tancredo Neves” que foi criada. A primeira localiza-se dentro do campus da Universidade Federal de Mato Grosso, na coordenada 56°03’38,94” Oeste e 15°36’25,3” Sul, enquanto a estação fluviográfica “Tancredo Neves” foi instalada na Avenida Tancredo Neves, junto da passarela de pedestre sobre o

Córrego Barbado localizado entre as ruas transversais: Rua A e prolongamento da Rua Amâncio Pedroso de Jesus Neto no bairro Jardim Petrópolis, nas coordenadas 56°4'35,15" Oeste e 15°37'6,06" Sul, distante 2,16km da estação pluviométrica "Mestre Bombled". Apresenta-se na Figura 5.3 a localização das estações de monitoramento dentro da bacia.

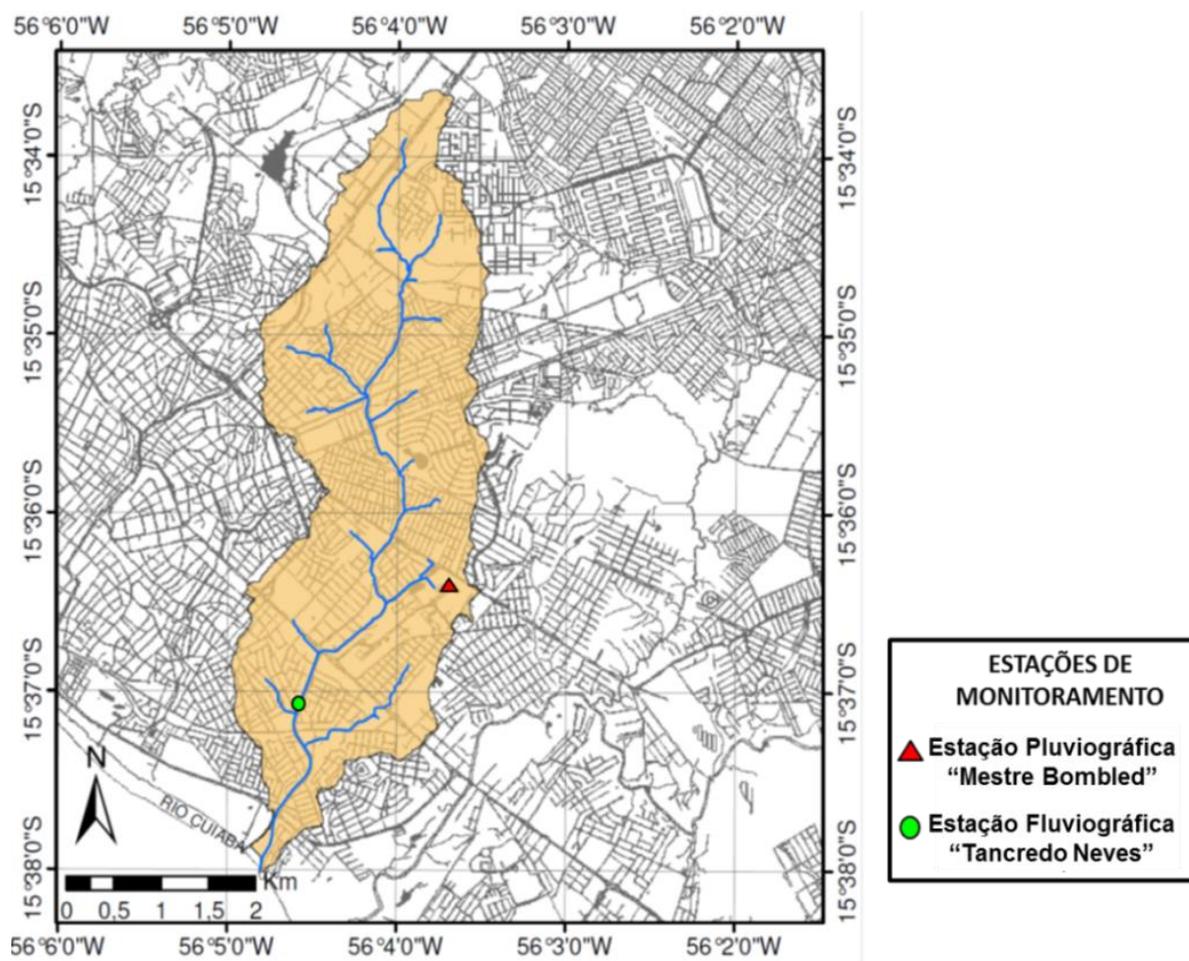


Figura 5.3. Localização das estações de monitoramento

Os dados obtidos no monitoramento hidrológico foram organizados cronologicamente e separados por evento. Cada evento compreende o instante em que são observados registros de precipitação e/ou registros de elevação do nível de água do córrego Barbado até o instante que os registros encerram. Ao fim do período monitorado obtiveram-se vinte e quatro eventos apresentados no Apêndice C.

Em seguida são apresentados os equipamentos e metodologias utilizados para o monitoramento pluviométrico e para o monitoramento fluviográfico.

5.4.1. Monitoramento pluviométrico

O monitoramento pluviométrico foi realizado pela Estação Climatológica Mestre Bombled (Figura 5.4) da Universidade Federal de Mato Grosso (UFMT) que dispõem de um pluviômetro do tipo *Ville de Paris* e um pluviógrafo, modelo Balança Sifão. Apresentam-se nas Figuras 5.5 e 5.6 os equipamentos utilizados neste monitoramento.



Figura 5.4. Estação Climatológica da UFMT



Figura 5.5. Pluviógrafo modelo Balança Sifão



Figura 5.6. Pluviômetro tipo *Ville de Paris*

5.4.2. Monitoramento fluviográfico

A escolha do local para realização do monitoramento fluviográfico considerou a existência de trecho retilíneo, acessibilidade e a presença de seção transversal não-variável. O local escolhido apresenta um trecho retilíneo à montante, superior a 600 metros, e a jusante aproximadamente 100 metros, sendo todo revestido por concreto o que permitiu uma excelente definição da seção transversal do canal.

O local dispõe ainda de uma passarela para pedestres que auxiliou o manuseio dos equipamentos utilizados. Apresenta-se na Figura 5.7 a seção transversal do canal onde foi realizado o monitoramento fluviográfico e as Figuras 5.8, 5.9 e 5.10 apresentam imagens do local.

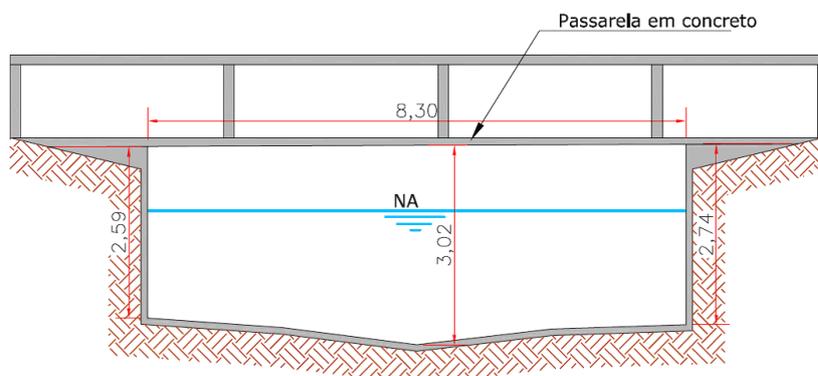


Figura 5.7. Seção transversal do canal no local do monitoramento fluviográfico.



Figura 5.8. Vista do trecho a montante da seção de monitoramento



Figura 5.9. Passarela sobre a seção de monitoramento



Figura 5.10. Vista do trecho a jusante da seção de monitoramento

Para o monitoramento do nível de água do canal foi instalada uma régua linimétrica metálica e um linígrafo eletrônico de pressão. Ambos foram fixados na parede lateral do canal, na margem esquerda.

O linígrafo utilizado era composto por sensor de nível e *data-logger* ligados por um cabo flexível. O fornecimento de energia para o linígrafo foi realizado por uma bateria comum de 60 amperes. Para proteger o sensor de nível foi instalado um perfil metálico contendo furos para possibilitar a entrada de água. O perfil metálico foi instalado na parede do canal, ao lado da régua linimétrica, protegendo o sensor e o cabo de comunicação. O *data-logger*, por sua vez, permaneceu abrigado, junto com a bateria, dentro de uma caixa de concreto construída no local. A caixa de concreto teve por objetivo proteger os equipamentos contra vandalismos e intempéries. As Figuras 5.11e 5.12 apresentam a instalação dos equipamentos.



Figura 5.11. Instalação do linígrafo



Figura 5.12. Instalação da proteção do cabo



Figura 5.13. Retirada de dados

A instalação do linígrafo ocorreu em 12/12/2010, sendo configurado para registrar os níveis de água no intervalo de tempo de 1 minuto. O abrigo foi

totalmente lacrado permitindo o acesso apenas ao conector de transmissão de dados conforme ilustra a Figura 5.13.

Devido a forma geométrica da seção do canal, que possui uma inclinação em direção ao seu eixo central, o nível de água nulo do linígrafo não correspondeu ao nível de água nulo do canal, conforme ilustra a Figura 5.14. Desta forma, a velocidade do fluxo de água para o nível de água nulo do linígrafo foi calculado por Manning e considerado na construção da curva-chave do canal.

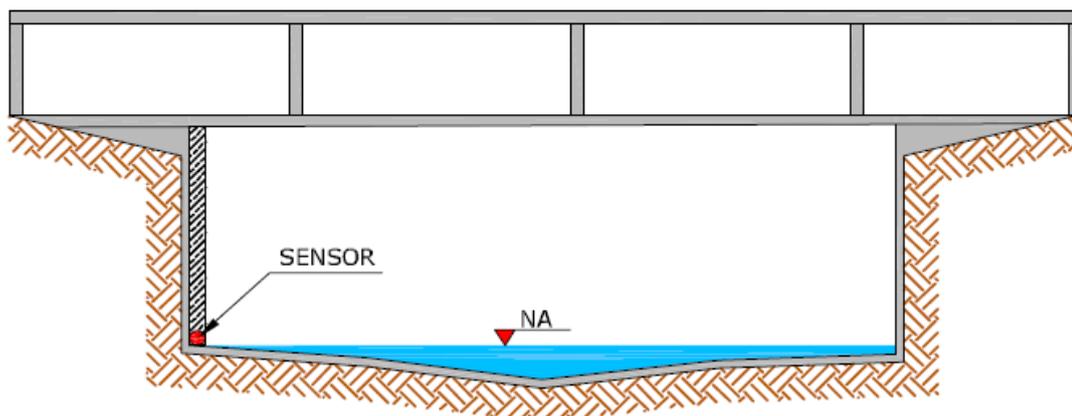


Figura 5.14. Localização do sensor do linígrafo.

Para o monitoramento da velocidade do fluxo do córrego Barbado foram testados o uso do molinete acoplado a haste, molinete acoplado a lastro e ADCP.

Entre os métodos testados, o ADCP (*Acoustic Doppler Current Profiler*), equipamento que utiliza transdutores de ultrassom se mostrou mais adequado, pois a montagem é rápida, a comunicação dos dados pode ser realizada por rede sem fio possibilitando segurança ao operador durante os eventos de cheia e exige mobilização de equipe reduzida, sendo possível realizar a medição com apenas duas pessoas.

Contudo, as especificações do equipamento utilizado limitavam o uso para níveis de água acima de 70 cm, o que restringiu a sua utilização. Além disso, verificou-se que nos eventos que geraram nível de água acima de 70 cm, a velocidade alta com turbulência fez o ADCP saltar gerando resultados inconsistentes. Nesses casos, é sugerido como medida corretiva amarrar o equipamento nas suas laterais em apoios seguros fora do curso de água. Apresentam-se nas Figuras 5.15 e 5.16 imagens de um evento monitorado com o ADCP e na Figura 5.17 a tela dos resultados inconsistentes obtidos.



Figura 5.15. Utilização do ADCP



Figura 5.16. Instabilidade do ADCP na água

Vertical nr.:	4	At:	9.15	m
Mean velocity:	0.97	±	0.10	m/s
Depth:	3.55	m		
Roll:	-3.80	±	5.08	
Pitch:	17.12	±	2.22	
Heading:	81.10	±	3.11	
Temperature:	25.44	C		
Battery:	12.20	V		
SoundSpeed:	1497.80	m/s		

Figura 5.17. Registros do ADCP inconsistentes devido a instabilidade

Devido às restrições do equipamento, optou-se pela utilização de flutuadores para medição da velocidade do canal.

Para evitar o lançamento de materiais não degradáveis na água, foram utilizados flutuadores de madeira. Estes foram fabricados sob encomenda nas dimensões 4,0 x 4,0 x 1,5 cm. A Figura 5.18 apresenta um modelo das peças utilizadas como flutuador.

A metodologia utilizada na obtenção das velocidades do fluxo por meio de flutuadores seguiram os passos e recomendações da EPA (1997) e EMBRAPA (2007) que foram comentadas no item 3.5.3 deste trabalho.

A seção do córrego foi dividida imaginariamente em três faixas conforme Figura 5.19. Os flutuadores foram lançados sobre a água nas três diferentes faixas do canal conforme Figura 5.20 e cronometrou-se o tempo que cada flutuador levou para percorrer a distância de 41,60m.



Figura 5.18. Peça utilizada como flutuador

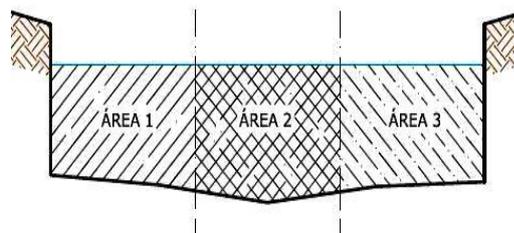


Figura 5.19. Divisão da seção transversal em três áreas

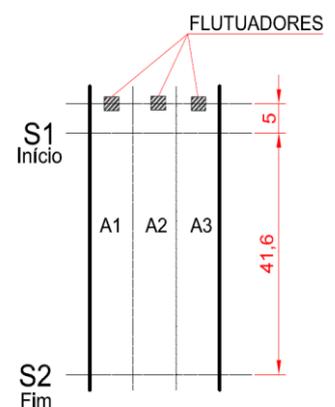


Figura 5.20. Esquema do monitoramento

A vazão foi obtida a partir da Equação 10, sendo que foi considerado um coeficiente de ajuste igual a 0,9 por se tratar de um canal revestido em concreto, apresentando portanto, baixa rugosidade.

$$Q = \frac{A \cdot L \cdot C}{t} \quad (10)$$

Em que,

Q = Vazão, em m³/s;

A = Área da seção transversal do canal correspondente a faixa em que o flutuador foi lançado;

L = Distância percorrida pelo flutuador;

C = Coeficiente de ajuste;

t = Tempo gasto pelo flutuador para percorrer a distância L .

5.4.3. Determinação da curva-chave

A metodologia adotada para determinação da curva-chave foi descrita por Porto (2001). O autor afirma que a curva-chave resulta da interpolação dos pares de dados de cota-descarga obtidos através da seguinte expressão exponencial:

$$Q = a \cdot (H - H_0)^b \quad (11)$$

Em que,

a , b e H_0 = são parâmetros de ajuste

H = é o nível do rio

Q = é a vazão

Como as cotas são tomadas com relação a um referencial arbitrário, H_0 é um parâmetro desconhecido, que pode ser entendido como sendo o nível de água para a qual a vazão é nula. Sendo assim, H_0 pode assumir valores positivos ou negativos, dependendo da posição do zero da escala com relação ao fundo do rio. Sucintamente, H_0 é o valor para o qual a vazão calculada pela Equação 11 seria nula.

Devido ao fato do nível de água nulo do linígrafo apresentar-se acima do nível de água nulo do canal, H_0 assumiu valor negativo. Além disso, quando o nível de água do linígrafo registrou valor nulo no início dos registros dos eventos de

precipitação foi considerada uma vazão calculada a partir da equação de velocidade para canais livres de Manning conforme Equação 12, 13 e 14. Portanto na construção da curva-chave foi assumido esse valor para o nível zero.

$$Q = A \cdot V \quad (12)$$

Sendo,

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (13)$$

e,

$$Q = \frac{A}{P} \quad (14)$$

Em que,

Q = vazão, em m³/s;

A = área da seção molhada, em m²;

V = velocidade de escoamento, em m/s;

R = raio hidráulico, em m;

S = declividade do fundo do canal, em m/m;

P = perímetro molhado, em m.

A determinação dos parâmetros de ajuste a partir dos pares cota/vazão exige a linearização da expressão geral a partir da determinação de a e b por regressão linear e H_0 por tentativa e erro. Tem-se então:

$$\log Q = \log a + \log b(H - H_0) \quad (15)$$

Em que,

a e b = são obtidos por regressão linear

H_0 = obtido por tentativa e erro

Os dados de velocidade obtidos pelos flutuadores foram utilizados no cálculo das vazões para as respectivas cotas, obtendo a curva-chave com bom ajuste até a cota de 0,80m. Não foi possível realizar medições acima desta cota devido a falta de eventos que atingisse cotas superiores em horário diurno. Realizou-se a

extrapolação da curva-chave pelo Método de Stevens até a cota 2,60 m que corresponde ao nível máximo do canal antes do extravasamento.

5.5. Representação da bacia no modelo SWMM

Em decorrência das características apresentadas no item 3.6.1, o SWMM foi o modelo escolhido para simulação de eventos hidrológicos deste estudo. Parte da bacia do córrego Barbado foi representada no modelo SWMM pelas sub-bacias, nós e condutos. A rede de drenagem foi representada pelo canal principal que compõem o sistema. Os parâmetros das sub-bacias, nós e condutos necessários para simulação foram obtidos conforme descrição a seguir. Cabe ressaltar que alguns parâmetros foram posteriormente alterados durante a etapa de calibração, portanto os valores apresentados aqui foram adotados como valores iniciais.

5.5.1. Sub-bacias

As sub-bacias foram os primeiros elementos inseridos no modelo, sendo caracterizadas pelos parâmetros descritos na Tabela 5.1.

Tabela 5.1. Parâmetros das Sub-bacias

Parâmetro	Símbolo	Unidade
Área	A	ha
Largura	W	m
Declividade	S	%
Área impermeável	AIDC	%
Coeficiente de rugosidade de Manning da superfície impermeável	n_i	$m^{-1/3}s$
Coeficiente de rugosidade de Manning da superfície permeável	n_p	$m^{-1/3}s$
Lâmina do armazenamento em depressão na parcela impermeável	d_i	mm
Lâmina do armazenamento em depressão na parcela permeável	d_p	mm
Escoamento a partir da área impermeável para área permeável (representado pela área impermeável não conectada)	AINC	%

As áreas das sub-bacias foram determinadas a partir da BECB com o auxílio do mapa topográfico vetorizado do município de Cuiabá, o mesmo utilizado na obtenção da área da bacia do córrego Barbado.

O parâmetro largura é definido pelo Manual do Usuário SWMM 5.0 (LEEHS, 2012) como sendo a largura característica do escoamento superficial. Recomenda-se como estimativa inicial o valor obtido por meio da divisão da área da sub-bacia pelo valor médio do comprimento máximo de escoamento superficial. O comprimento máximo de escoamento superficial é definido como sendo o comprimento do caminho percorrido pela água superficial do ponto mais longe da sub-bacia até o ponto onde o escoamento é canalizado.

Desta forma, a largura das sub-bacias (W) foi adotada como sendo o resultado da divisão da área da sub-bacia pela média dos comprimentos máximos de escoamento de cada sub-bacia conforme Equação 16.

$$W = \frac{A}{C_{esc}} \quad (16)$$

Em que,

W = largura da sub-bacia (m);

A = área da sub-bacia (m²);

C_{esc} = comprimento de escoamento superficial médio.

A declividade das sub-bacias foram obtidas a partir do mapa de declividades gerado do MNT da bacia do Barbado com o auxílio do *software ArcMap 10*.

A área impermeável das sub-bacias foi determinada a partir do estudo da impermeabilização da BECB descrito no capítulo 5.3. Os resultados desse estudo permitiram estimar o grau de impermeabilização dos lotes inseridos na BECB de acordo com o seu uso, ocupação e tamanho, sendo possível distinguir as áreas impermeáveis diretamente conectadas (AIDC) das áreas impermeáveis não conectadas (AINC). A importância do uso da AIDC e AINC como parâmetros na modelagem de bacias hidrográficas foram analisadas e comprovadas por Len & Heaney (2003), Costa Jr. (2003), Garotti et al (2007) e Decina (2012).

Definidas as taxas de impermeabilização para cada estrato de lotes, estas, foram correlacionadas com os dados de uso, ocupação e tamanho dos lotes inseridos em cada sub-bacia. O cruzamento de dados foi possível graças ao banco de dados obtido junto a Secretaria de Planejamento do Estado de Mato Grosso

(SEPLAN) que continha a localização e tamanho dos lotes e que foram complementados com as informações de uso e ocupação obtidos junto à Prefeitura do município de Cuiabá.

Na composição das sub-bacias do modelo, o parâmetro área impermeável foi preenchido pelos valores obtidos para a AIDC, enquanto a AINC foi considerada como sendo a parcela que propaga o escoamento superficial de áreas impermeáveis para áreas permeáveis. Para efeito de cálculo, os lotes vazios, as áreas verdes e parques foram considerados áreas totalmente permeáveis e as áreas ocupadas por arruamento e calçadas foram consideradas áreas totalmente impermeáveis diretamente conectadas (AIDC).

Os coeficientes de rugosidade de Manning das superfícies impermeáveis (n_i) e das superfícies permeáveis (n_p), como também a profundidade do armazenamento em depressão na parcela impermeável (d_i) e permeável (d_p) foram obtidos por meio da calibração descrito no item 5.7.

Infiltração

O SWMM oferece três modelos para representação da infiltração da precipitação em áreas permeáveis, sendo: Horton, Green-Ampt e Curva número. Neste trabalho, optou-se pelo modelo de Horton por ser amplamente utilizado em trabalhos de modelagem utilizando SWMM. De acordo com o Manual do Usuário do SWMM 5.0 (LEEHS, 2012), os parâmetros necessários para representação do modelo de infiltração de Horton são:

- Taxa de infiltração máxima: corresponde a taxa máxima de infiltração na curva de Horton (mm/h);
- Taxa de infiltração mínima: corresponde a taxa mínima de infiltração da curva de Horton e é equivalente à condutividade hidráulica do solo saturado (mm/h);
- Coeficiente de decaimento: é o coeficiente de decaimento da infiltração de uma curva de Horton (1/horas);
- Tempo de secagem: é o tempo em dias para um solo saturado secar.
- Volume máximo de infiltração: é o volume máximo de infiltração possível (usa-se 0 se não for aplicável).

Para o tempo de secagem foi utilizado o tempo mínimo recomendável de 2 dias. O volume máximo de infiltração não foi aplicado. Os outros parâmetros de infiltração do modelo de Horton foram calibrados conforme descrito no item 5.7.

5.5.2. Nós

Após a inserção das sub-bacias e seus parâmetros, os nós foram os próximos elementos a serem inseridos no modelo. Os nós conectam os diferentes trechos do canal e recebem as contribuições das sub-bacias. Os parâmetros informados para os nós foram os descritos na Tabela 5.2.

Tabela 5.2. Parâmetros dos nós

Parâmetro	Unidade
Coordenadas	UTM
Cota de fundo	m
Profundidade em relação ao terreno	m

A localização dos nós foi obtida pelo mapa georreferenciado da bacia. A cota de fundo e a profundidade em relação ao terreno foram obtidas por batimetria.

5.5.3. Condutos

Os condutos representaram no modelo as tubulações e canais que transportam a água no interior da bacia hidrográfica. Neste estudo, foi considerado apenas o canal principal de escoamento da bacia. O canal foi dividido em trechos de acordo com as características de revestimento e divisão das sub-bacias. Desta forma, o canal foi dividido em 7 trechos que corresponderam a 7 condutos no modelo conforme Figura 5.21.

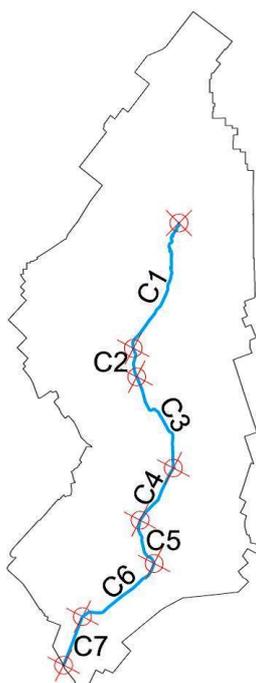


Figura 5.21. Representação do canal no modelo hidrológico

Na Tabela 5.3 são apresentados os parâmetros dos condutos utilizados no modelo.

Tabela 5.3. Parâmetros dos condutos

Parâmetro	Unidade
Nó de entrada	*
Nó de saída	*
Forma da seção transversal	m
Profundidade máxima	m
Comprimento	m
n-Manning	$m^{-1/3}s$

* Não aplicável.

Os nós de entrada e de saída foram atribuídos conforme a localização dos mesmos no modelo. O parâmetro forma da seção possibilita a inserção da seção transversal do conduto em formato regular ou irregular. De acordo com vistorias realizadas ao longo do córrego do Barbado foram constatado dois trechos de seção transversal regular, sendo eles representados no modelo pelos condutos C2 e C7. O trecho representado pelo conduto C2 apresenta as laterais revestidas por gabião e brita enquanto o trecho representado pelo conduto C7 apresenta lateral e fundo revestido em concreto. As seções transversais irregulares que compõem os condutos C1, C3, C4, C5 e C6 foram representadas pela seção média do trecho. Todas as seções transversais foram levantadas com auxílio do mapa topográfico vetorizado e MNT da bacia e são apresentadas no Apêndice D.

Foi considerada como profundidade máxima do canal, a profundidade da seção média, sendo obtida pelas seções transversais. Os comprimentos, por sua vez, foram obtidos por meio do mapa topográfico vetorizado da bacia. O coeficiente de Manning foi calibrado conforme descrito no item 5.7.

Após inserir todos os elementos no modelo foi analisada a atribuição do passo de tempo para propagação do fluxo (Δt). Como foi utilizado o modelo de propagação da Onda Dinâmica que requer passo de tempo baixos, optou-se por um passo de tempo igual a 5 segundos.

Neste estudo, foi desprezada a vazão de base, uma vez que seu valor é insignificante diante da vazão propiciada pelo escoamento superficial.

5.6. Análise de sensibilidade

A análise de sensibilidade foi realizada com o objetivo de avaliar a influência dos parâmetros utilizados pelo modelo sobre o hidrograma de saída. O efeito foi calculado pelas variações da vazão de pico resultantes das alterações dos valores dos parâmetros do modelo e pela comparação gráfica.

Os parâmetros avaliados foram: largura (W) das sub-bacias, porcentagem de áreas impermeáveis (AIDC), coeficiente de rugosidade de Manning de áreas impermeáveis e permeáveis, capacidade de armazenamento de áreas impermeáveis e permeáveis, porcentagem do escoamento encaminhado entre áreas impermeáveis para áreas permeáveis (AINC), os parâmetros de infiltração de Horton (I_0 , I_b e k) e coeficiente de rugosidade de Manning para condutos.

Assim como Collischonn (2001), cada parâmetro foi avaliado individualmente, ou seja, quando se realizou a variação de um parâmetro os demais parâmetros permaneceram fixos. A variação de cada parâmetro ocorreu para -90% e +90%. Na avaliação da infiltração, a variação dos parâmetros (I_0 , I_b e k) foi realizada em conjunto, ou seja, quando efetuou-se a variação de I_0 , houve também a variação de I_b e k nas mesmas proporções.

Como os parâmetros AIDC e AINC são expressos em porcentagem de área ocupada, o valor inicial atribuído para ambos na verificação da sensibilidade foi de 50%. Para os demais parâmetros, adotaram-se como valor inicial, os mesmos valores iniciais da calibração.

5.7. Calibração do modelo SWMM

Além da largura das sub-bacias, que o Manual do Usuário SWMM 5.0 (LEEHS, 2012) recomenda calibrar, buscou-se a calibração dos parâmetros dos quais havia incertezas quanto aos seus valores. Deste modo, os parâmetros área e declividade das sub-bacias não foram calibrados, pois foram obtidos por meio da caracterização da bacia realizado com base no mapa topográfico vetorizado da bacia que contem curvas de nível a cada 1 metro, considerado preciso. Da mesma maneira as taxas para AIDC e AINC das sub-bacias não foram calibrados porque considerou que o levantamento da impermeabilização, realizado para a BECB, representa de fato a área impermeabilizada da bacia, pois se tratou de um levantamento criterioso.

Com exceção da largura das sub-bacias, foi adotado na calibração dos parâmetros o intervalo de valores sugeridos no Manual do Usuário do SWMM 5.0 (LEEHS, 2012). Para valores iniciais do coeficiente de rugosidade de Manning para escoamento superficial na área impermeável (n_i) e na área permeável (n_p) e o coeficiente de Manning para condutos foram adotados os valores utilizados por Barbassa (1991) na simulação da drenagem da cidade de São Carlos, com exceção do coeficiente de Manning para canais revestidos com gabião que por falta de referência, foi utilizado o valor mínimo como valor inicial. Para os valores iniciais do armazenamento de depressões da área impermeável (d_i) e da área permeável (d_p) e os parâmetros de infiltração de Horton (I_0 e I_b) foram adotados os valores médios obtidos por Barbassa et al (2005) na modelagem da bacia do Gregório e Monjolinho pertencentes a cidade de São Carlos. Para o valor inicial do coeficiente de decaimento (k) do modelo de infiltração de Horton foi adotado o valor intermediário entre o valor mínimo e máximo recomendável pelo Manual do Usuário do SWMM 5.0 (LEEHS, 2012). Os valores iniciais da largura das sub-bacias foram calculados conforme recomendação do Manual do Usuário do SWMM 5.0 (LEEHS, 2012) e são apresentados no item 6.4 como resultados da caracterização das sub-bacias. O intervalo de valores utilizado na calibração da largura das sub-bacias foi de - 20% a +20% em relação ao valor inicial.

Apresentam-se na Tabela 5.4 os valores iniciais e intervalos adotados na calibração dos parâmetros.

Tabela 5.4. Intervalo de valores utilizado na calibração dos parâmetros

Parâmetro	Valores		
	Mínimo	Inicial	Máximo
n_i - Coeficiente de rugosidade de Manning para superfície impermeável da bacia	0,011	0,013	0,024
n_p - Coeficiente de rugosidade de Manning para superfície permeável	0,05	0,35	0,80
d_i - Lâmina de armazenamento em depressão na parcela impermeável (mm)	1,27	1,5	2,54
d_p - Lâmina de armazenamento em depressão na parcela permeável (mm)	2,54	4,9	7,62
I_0 - Taxa de infiltração máxima (mm/h)	25,4	28,8	254
I_b - Taxa de infiltração mínima (mm/h)	0,25	9,4	120,4

k - Coeficiente de decaimento (1/h)	2	4,5	7
n_{c1} - Coeficiente de rugosidade de Manning para canais naturais	0,030	0,045	0,07
n_{c2} - Coeficiente de rugosidade de Manning para canais com gabião	0,020	-	0,035
n_{c3} - Coeficiente de rugosidade de Manning para canais de concreto abertos	0,011	0,013	0,020

A calibração consistiu no ajuste manual, por tentativa e erro, assim como fez Garcia (2005) e Barbassa et. al. (2005). Desta forma, a comparação dos hidrogramas calculados e observados foi realizado visualmente, não sendo utilizado algoritmo de otimização. A calibração do modelo foi realizada para dois eventos distintos, a saber, Evento 1 e Evento 3, sendo seus hidrogramas apresentados no Apêndice C. Os eventos foram calibrados de forma a obter o melhor ajuste entre as vazões observadas na seção de monitoramento da bacia e as vazões estimadas pelo modelo.

A eficiência da calibração foi avaliada visualmente e pelos Coeficientes de Determinação (R^2) e de Eficiência de Nash e Sutcliffe (COE), além do cálculo do erro da vazão de pico (E_p).

De acordo com Krause et. al. (2005), o Coeficiente de Determinação (R^2) é definido como o quadrado do valor do Coeficiente de Correlação (R) e calculado conforme Equação 17. O resultado para R^2 pode variar de 0 a 1, sendo que o valor zero significa que não há correlação enquanto o valor 1 significa que o ajuste é perfeito.

$$R^2 = \left(\frac{\text{cov}(Q_o, Q_c)}{S_o S_c} \right)^2 \quad (17)$$

Em que,

$\text{cov}(Q_o, Q_c)$ = é a covariância da vazão observada e a vazão calculada e;

S_o e S_c = são os desvios padrão da vazão observada e calculada respectivamente.

O coeficiente de eficiência (COE) proposto por Nash e Sutcliffe (1970, apud Krause et. al., 2005) é definido como um menos a soma das diferenças absolutas elevadas ao quadrado entre os valores estimados e observados, normalizados pela

variação dos valores observados durante o período investigado. Este coeficiente é calculado conforme Equação 18. A variação do coeficiente de Nash-Sutcliffe é de negativo infinito a 1, sendo 1 indicativo de um ajuste perfeito.

$$COE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^m (Q_{obs_i} - Q_{est_i})^2}{\sum_{i=1}^m (Q_{est_i} - \bar{Q})^2} \quad (18)$$

Em que,

Q_{obs} = vazão observada;

Q_{est} = vazão estimada pelo modelo;

\bar{Q} = vazão média observada

m = número de dados no evento considerado.

A maior desvantagem do Coeficiente de Eficiência de Nash-Sutcliffe é o fato de que as diferenças entre as vazões observadas e previstas são elevadas ao quadrado, como resultado, são superestimados os maiores valores da série temporal. Isso leva a uma superestimação do desempenho do modelo durante a vazão de pico e uma subestimação durante condições de baixa vazão. E tanto o Coeficiente de Determinação (R^2), quanto o Coeficiente de Eficiência de Nash-Sutcliffe (COE) não são muito sensíveis a modelos com sistemas de super ou subestimação especialmente durante períodos de baixas vazões (KRAUSE et. al., 2005).

O Erro de pico (E_p) foi dado em termos de porcentagem e calculado conforme Barbassa et. al. (2005), dividindo a diferença entre a vazão estimada e observada pela vazão observada, assim como descrito pela Equação 19.

$$E_p (\%) = \frac{Q_{p_{est}} - Q_{p_{obs}}}{Q_{p_{obs}}} * 100 \quad (19)$$

Em que,

$Q_{p_{obs}}$ = vazão de pico observada;

$Q_{p_{est}}$ = vazão de pico estimada pelo modelo;

5.8. Validação

A validação tem por objetivo avaliar a eficiência da calibração comparando os hidrogramas observados e os hidrogramas calculados a partir dos parâmetros calibrados utilizando eventos não usados na calibração.

Os valores dos parâmetros utilizados na validação da calibração foram a média dos valores obtidos na calibração. A validação foi verificada por meio dos coeficientes R^2 e COE e erro no cálculo da vazão de pico (E_p), da mesma forma que foi avaliado o ajuste dos hidrogramas na etapa de calibração descrito no item 5.7. Na validação foram utilizados os eventos 11 e 22, sendo seus hidrogramas apresentados no Apêndice C.

5.9. Elaboração de cenários

Considerando os resultados do estudo de impermeabilização (descrito no item 5.3) foram criados três cenários com o objetivo de avaliar, através da modelagem, o comportamento hidrológico da bacia diante do aumento das taxas de impermeabilização do solo. Os cenários foram definidos pelas seguintes suposições:

Cenário 1: ocupação urbana atual da bacia;

Cenário 2: ocupação de todos os lotes da bacia, que se encontram vazios atualmente, com taxas de impermeabilização correspondente aos obtidos no estudo de impermeabilização da bacia;

Cenário 3: simulação da impermeabilização de todas as sub-bacias com a mesma taxa de impermeabilização obtida para a sub-bacia 9, que apresenta características de área central, devido a diversidade de comércio e serviços disponibilizados na região. A definição deste cenário é baseada nos resultados obtidos por Fontes e Barbassa (2003), em seu trabalho da análise da impermeabilidade do município de São Carlos, no qual se verificou que há uma tendência das áreas marginais atingirem taxas de impermeabilização das regiões centrais da cidade.

Na elaboração dos cenários considerou-se a área de ruas e calçadas como áreas impermeabilizadas diretamente conectadas. Além disso, todos os cenários foram simulados para chuvas de projeto com tempo de retorno de 2, 10, 20, 50 e 100 anos.

As chuvas de projeto foram inseridas no modelo por meio de hietogramas construídos a partir do método dos blocos alternados. Conforme Chow et al (1988) o método dos blocos alternados atribui para cada intervalo da chuva de projeto uma

altura pluviométrica correspondente a duração do intervalo. Primeiramente divide-se a chuva de projeto em intervalos de tempo iguais e calcula-se a precipitação correspondente a duração por meio das relações IDF (Intensidade-Duração-Frequência). A diferença entre alturas sucessivas fornece a precipitação do intervalo. Por fim é necessário rearranjar os incrementos.

Na construção dos hietogramas foi utilizada a equação de chuva do município de Cuiabá construída por Castro et al. (2011), apresentada pela Equação 20.

$$i = \frac{1016,453 \cdot T^{0,133}}{(t + 7,5)^{0,739}} \quad (20)$$

Em que,

i = intensidade da chuva, em mm/h;

T = Tempo de retorno, em anos;

t = duração da chuva, em minutos;

Foram consideradas as chuvas com duração de 120 minutos para cada tempo de retorno, pois corresponde ao tempo de concentração obtido para a bacia do Barbado. A chuva foi dividida em 6 intervalos de 20 minutos. Foi utilizado o arranjo 5-3-1-2-4-6 para o rearranjo dos incrementos de chuva e montagem do hietograma.

6. RESULTADOS

Do item 6.1 a 6.4 são apresentadas as características da bacia e sub-bacias do córrego Barbado. Em seguida apresentam-se os resultados do monitoramento hidrológico com a curva-chave da seção de monitoramento. A partir do item 6.6 ao item 6.8 são apresentados os resultados das diversas etapas da modelagem da bacia: análise de sensibilidade, calibração e validação. Por fim, no item 6.9 são apresentados os resultados da análise de cenários.

6.1. Características físicas da bacia do Barbado

A partir do mapa topográfico vetorizado foi criado o Modelo Numérico do terreno (MNT) apresentado na Figura 6.1. Ambos possibilitaram a delimitação e a caracterização física da bacia do córrego Barbado.

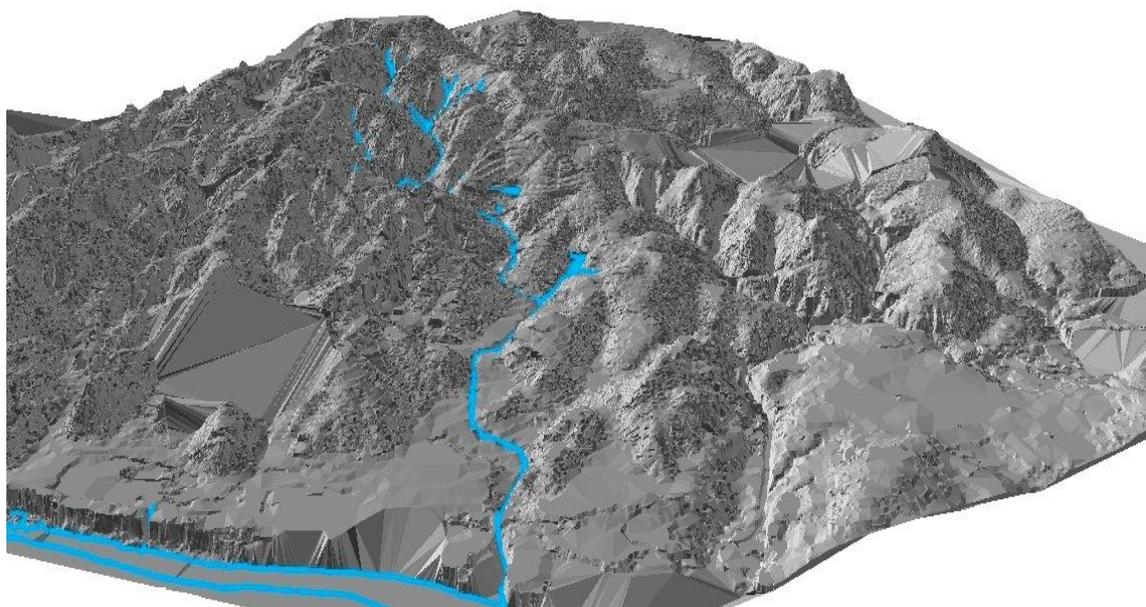


Figura 6.1. Modelo Numérico do Terreno (MNT) da região da bacia do Córrego Barbado

A delimitação da bacia do Barbado foi realizada pelo processo automático por meio do *software ArcMap10*. O processo resultou na área apresentada pela Figura 6.2 que apresenta também o mapa planialtimétrico da região da bacia com as respectivas faixas de elevação do terreno.

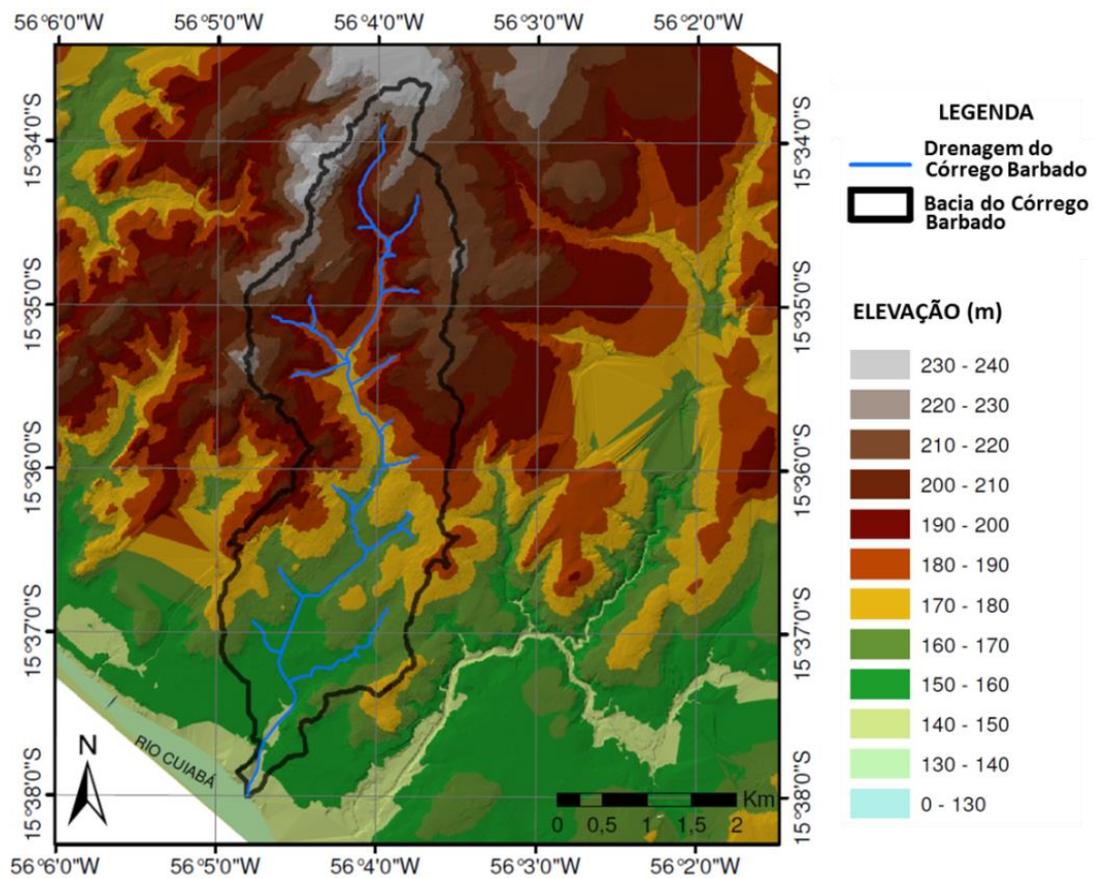


Figura 6.2. Mapa Planialtimétrico da bacia do Córrego Barbado

O mapa topográfico foi utilizado ainda para o traçado do perfil longitudinal do Córrego do Barbado, que auxiliou no cálculo da declividade média do canal principal. A Figura 6.3 apresenta o perfil longitudinal do Córrego Barbado.

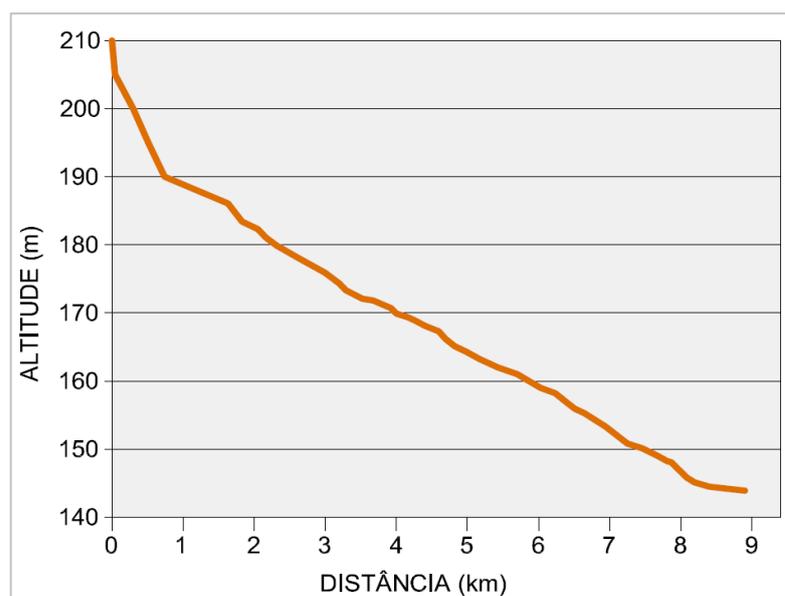


Figura 6.3. Perfil longitudinal do córrego Barbado

As metodologias utilizadas no cálculo das características físicas foram descritas no item 5.1 e os resultados obtidos considerando a bacia completa do córrego Barbado, com foz no rio Cuiabá, foram reunidos na Tabela 6.1.

Tabela 6.1. Características físicas da Bacia Hidrográfica do Barbado.

Parâmetro	Bacia do Barbado
Área de drenagem (A)	12,97 km ²
Perímetro da bacia (P)	28,77 km
Comprimento do rio principal (L_p)	8,95 km
Índice de conformação (K_f)	0,16
Índice de compacidade (K_c)	2,24
Densidade de drenagem (D_d)	1,50 km/km ²
Declividade média do canal principal (d_2)	5,42m/km
Declividade média da bacia (I_m)	4,072%
Tempo de concentração (Picking)	2,17h
Tempo de concentração (Ven Te Chow)	2,08h
Elevação máxima da bacia	240 m
Elevação mínima da bacia	149 m

De acordo com os resultados, a bacia é pouco suscetível a enchentes em condições normais de precipitação, ou seja, excluindo-se eventos de grandes intensidades. Isso decorre pelo fato do índice de compacidade (K_c) ter resultado em valor muito superior a 1 e pelo índice de conformação (K_f) exibir um valor baixo. O resultado do índice de conformação (K_f) indica também um formato estreito e longo, o que leva a estimar a ocorrência de picos de enchente de pequena grandeza devido a menor possibilidade de chuvas intensas simultaneamente sobre toda a bacia. A forma da bacia estreita e alongada indicada pelo índice de conformação (k_f) se mostrou em conformidade com o verificado na delimitação da bacia.

Contraopondo-se às características fisiográficas, que apontam para uma bacia pouco suscetível a enchentes, a litologia e o tipo de solo (raso) encontrado na bacia e descrito no item 4.3 apresentaram elementos que podem propiciar significativo aumento do escoamento superficial, característica essa, agravada pela intensa ocupação urbana da bacia.

6.2. Delimitação da bacia de estudo

A delimitação da Bacia de Estudo do Córrego Barbado (BECB) e o aprimoramento da delimitação obtida automaticamente resultaram na bacia apresentada pela Figura 6.4.

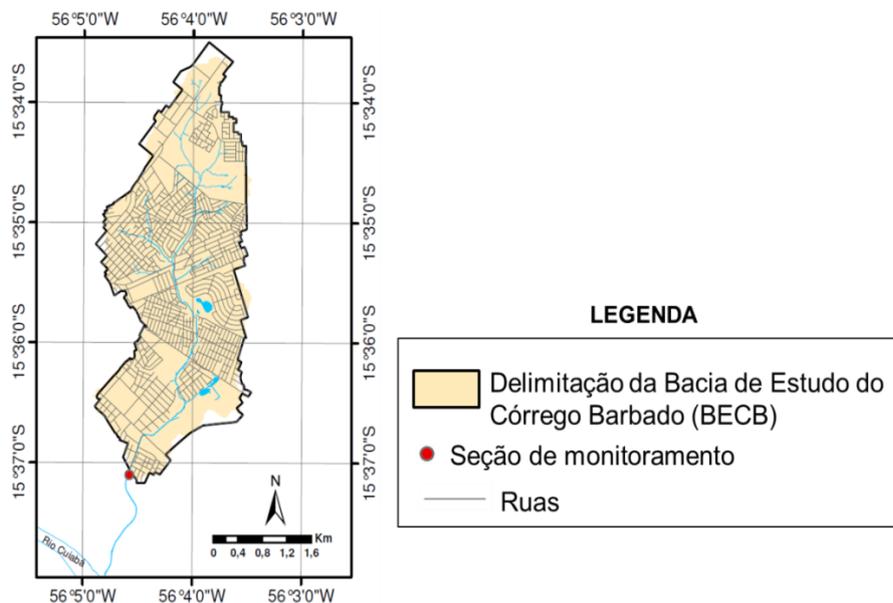


Figura 6.4. Bacia de Estudo do Córrego Barbado (BECB)

A Bacia de Estudo do Córrego Barbado (BECB) possui as características físicas apresentadas na Tabela 6.2.

Tabela 6.2. Características físicas da BECB com saída na Avenida Tancredo Neves, nas coordenadas 56°4'35,15" Oeste e 15°37'6,06" Sul.

Parâmetro	Bacia do Barbado
Área de drenagem (A)	10,71 km ²
Perímetro da bacia (P)	20,14 km
Comprimento do rio principal (L_p)	7,08 km
Índice de conformação (K_f)	0,21
Índice de compacidade (K_c)	1,72
Densidade de drenagem (D_d)	1,64 km/km ²
Declividade média do canal principal (d_2)	6,29 m/km
Declividade média da bacia (Im)	4,79%
Tempo de concentração (Picking)	2,06h
Tempo de concentração (Ven Te Chow)	1,98h
Elevação máxima da bacia	240 m
Elevação mínima da bacia	152 m

A discretização da BECB subdividiu a bacia em 9 sub-bacias com características físicas e ocupação do terreno semelhantes. Apresentam-se na Figura 6.5 as 9 sub-bacias indicando a localização de cada uma delas, na Figura 6.6 as sub-bacias sobrepostas ao mapa planialtimétrico e na Figura 6.7 as sub-bacias sobrepostas a uma imagem de satélite contendo a ocupação da bacia.

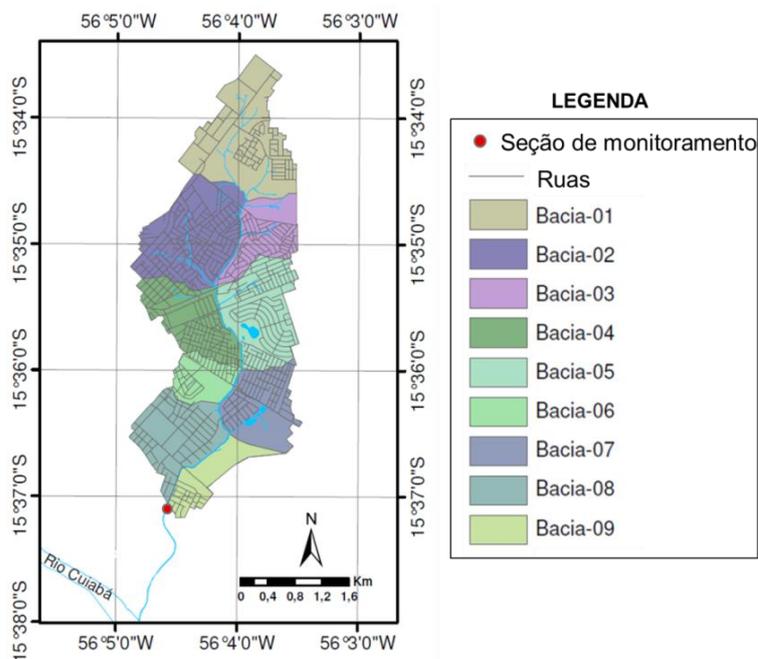


Figura 6.5. Localização das sub-bacias

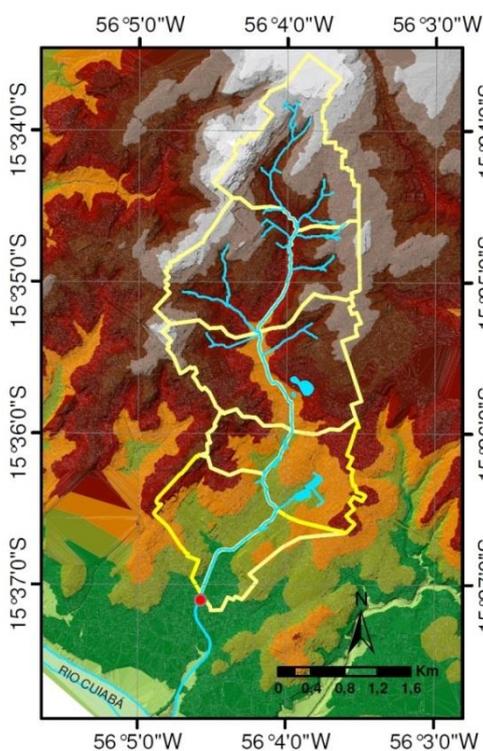


Figura 6.6. Sub-bacias sobrepostas ao mapa planialtimétrico

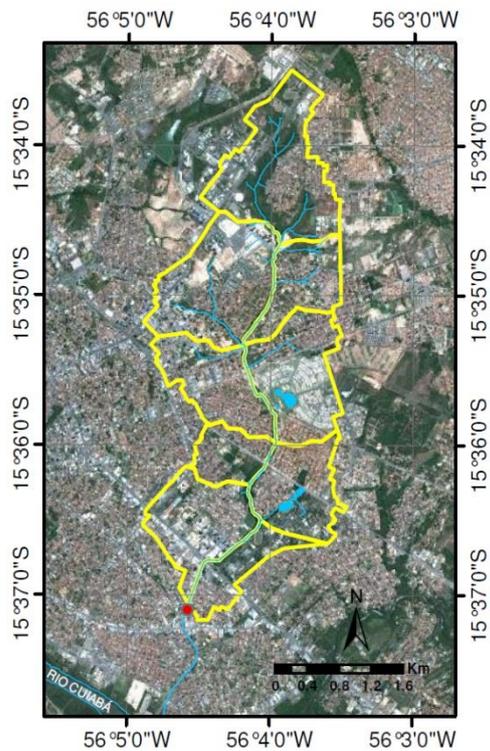


Figura 6.7. Sub-bacias sobrepostas à rede de drenagem e ocupação da bacia

6.3. Resultados do estudo da impermeabilização da bacia

A partir das informações fornecidas pelo sistema GAT (ago/2010) do cadastro imobiliário da Prefeitura de Cuiabá identificou-se a existência de 9.794 lotes inseridos na Bacia de Estudo do Córrego Barbado (BECB). Destes, 3.834 encontravam-se vazios e 5.960 ocupados por edificações. Do total dos lotes ocupados, 125 foram visitados. A média das taxas de impermeabilização dos lotes, obtidas nas visitas de campo, foram extrapoladas para os demais lotes pertencentes ao estrato analisado.

São apresentados na Tabela 6.3 a quantidade de lotes pertencentes a cada estrato, o número de lotes visitados, a área que cada estrato ocupa na bacia, a taxa de ocupação média, a taxa de impermeabilização média e as características de impermeabilidade dos lotes.

Tabela 6.3. Síntese dos resultados da investigação da conectividade hidráulica

Estrato	Quant. de lotes	Amostra	% bacia ocupada	Resultados médios por estrato				
				TO (%)	TI (%)	Área do lote (%)		
						AIDC	AINC	AP
E1	352	13	16,01	66,54	79,06	75,88	3,18	20,94
E2	274	17	3,91	70,27	83,03	81,61	1,42	16,97
E3	389	16	2,28	72,08	96,12	94,52	1,60	3,88
E4	91	10	0,09	63,79	97,28	96,94	0,34	2,72
E5	694	9	1,09	57,83	96,62	95,65	0,97	3,39
E6	1878	9	4,29	61,65	89,46	84,39	5,07	10,54
E7	1124	9	3,71	51,95	82,30	73,69	8,61	17,70
E8	784	10	3,39	38,09	65,42	55,07	10,35	34,58
E9	224	8	1,66	37,65	62,92	56,61	6,31	37,08
E10	54	8	1,56	41,49	68,93	53,20	15,73	31,07
E11	96	16	2,74	44,09	85,24	81,20	4,04	14,76
Total	5960	125	40,74	-	-	-	-	-

Em que,

TO = Taxa de ocupação do lote;

TI = Taxa de impermeabilização do lote;

AIDC = Área impermeabilizada diretamente conectada;

AINC = Área impermeabilizada não conectada;

AP = Área permeável.

Os estratos correspondem as seguintes características:

- E1: Lotes ocupados por prestadores de serviços e templos;
- E2: Lotes ocupados por comércios e indústria;
- E3: Lotes de ocupação mista ou de outra natureza;
- E4: Lotes residenciais com área menor que 125m²;
- E5: Lotes residenciais com área entre 125m² e 200m²;
- E6: Lotes residenciais com área entre 201m² e 300m²;
- E7: Lotes residenciais com área entre 301m² e 400m²;
- E8: Lotes residenciais com área entre 401m² e 600m²;
- E9: Lotes residenciais com área entre 601m² e 1200m²;
- E10: Lotes residenciais com área maior que 1201m²;
- E11: Lotes verticalizados, independente do uso.

A localização dos lotes pertencentes a cada estrato foram espacializados no mapa de delimitação da BECB sendo apresentados pelas Figuras 6.8 a 6.19. Cada figura apresenta a mancha de ocupação de cada estrato.

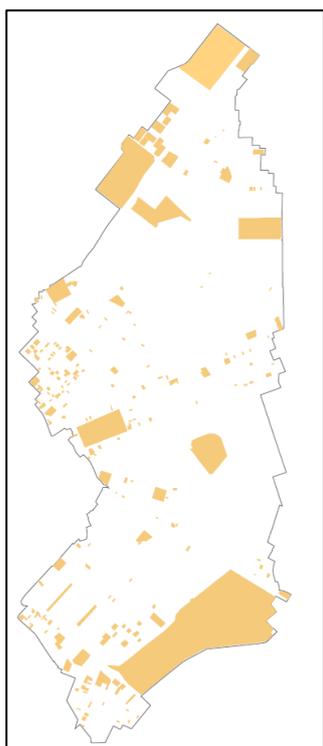


Figura 6.8. Lotes de prestadores de serviços e templos, em número de 352, área de 16,01% da bacia, TI de 79,06% e AP de 20,94%.

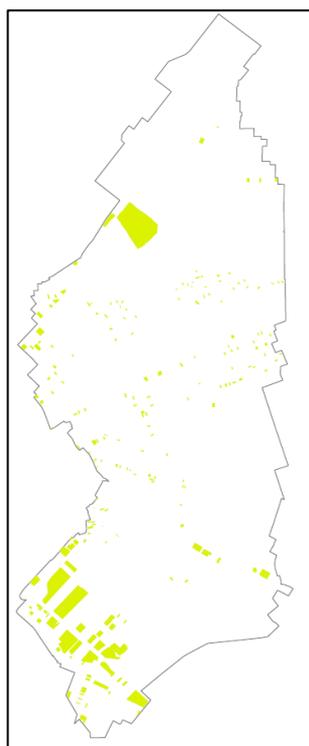


Figura 6.9. Lotes comerciais e industriais, em número de 274, área de 3,91% da bacia, TI de 83,03%, e AP de 16,97%.

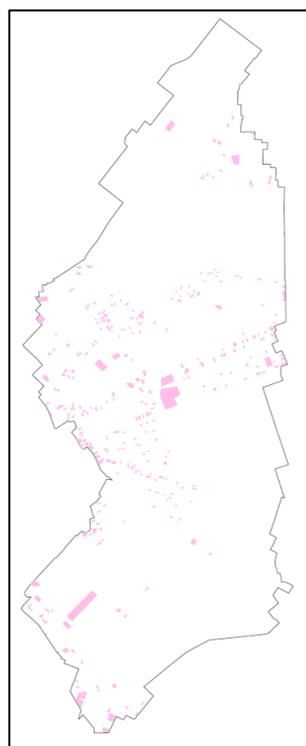


Figura 6.10. Lotes de uso misto e outros, em número de 389, área de 2,28% da bacia, TI de 96,12%, e AP de 3,88%.

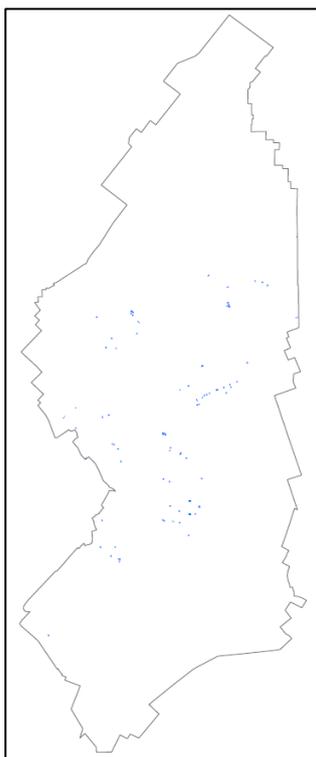


Figura 6.11. Lotes residenciais inferior a 125m², em número de 91, área de 0,09% da bacia, TI de 97,28% e AP de 2,72%.

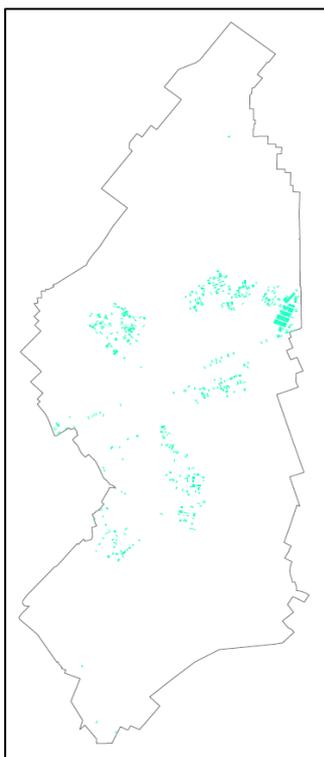


Figura 6.12. Lotes residenciais de 125m² a 200m², em número de 694, área de 1,09% da bacia, TI de 96,62% e AP de 3,39%.

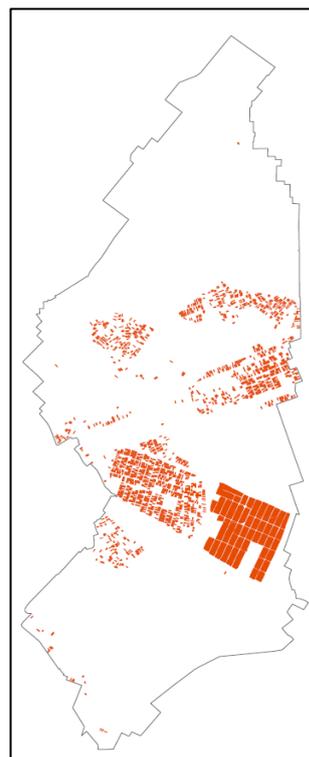


Figura 6.13. Lotes residenciais de 201m² a 300m², em número de 1.878, área de 4,29% da bacia, TI de 89,46% e AP de 10,54%.

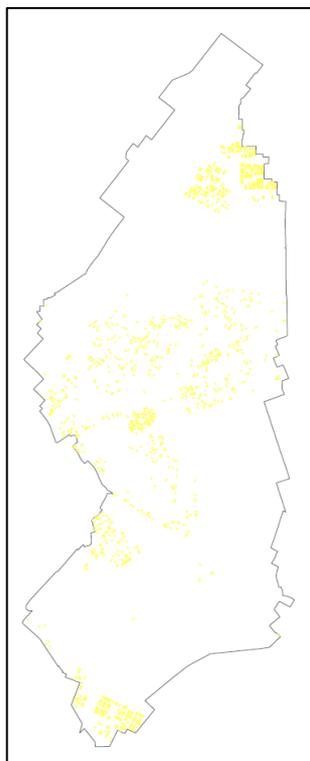


Figura 6.14. Lotes residenciais de 301m² a 400m², em número de 1.124, área de 3,71% da bacia, TI de 82,30% e AP de 17,70%.

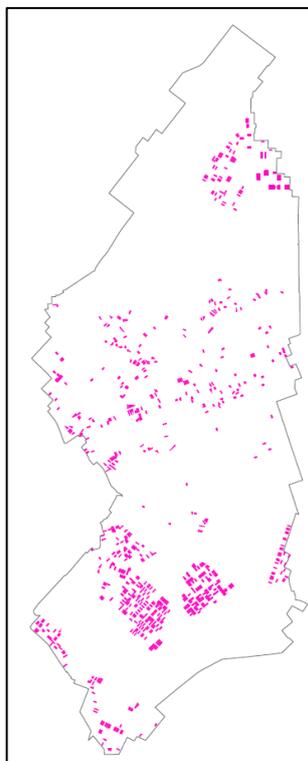


Figura 6.15. Lotes residenciais de 401m² a 600m², em número de 784, área de 3,39% da bacia, TI de 65,42% e AP de 34,58%.

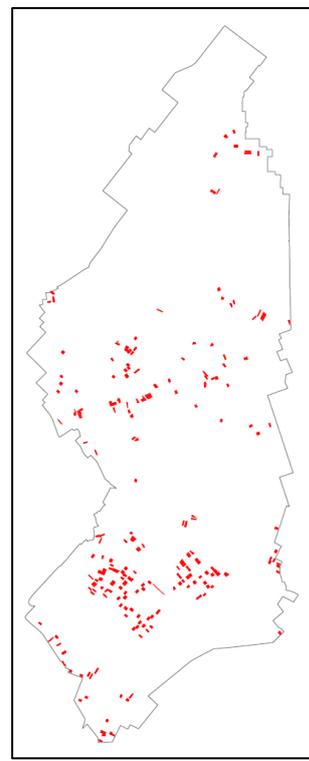


Figura 6.16. Lotes residenciais de 601m² a 1.200m², em número de 224, área de 1,66% da bacia, TI de 62,92% e AP de 37,08%.

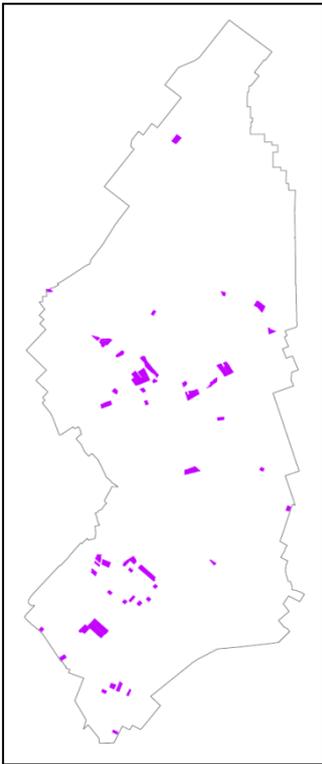


Figura 6.17. Lotes residenciais maior que 1.200m², em número de 54, área de 1,56% da bacia, TI de 68,93% e AP de 31,07%.

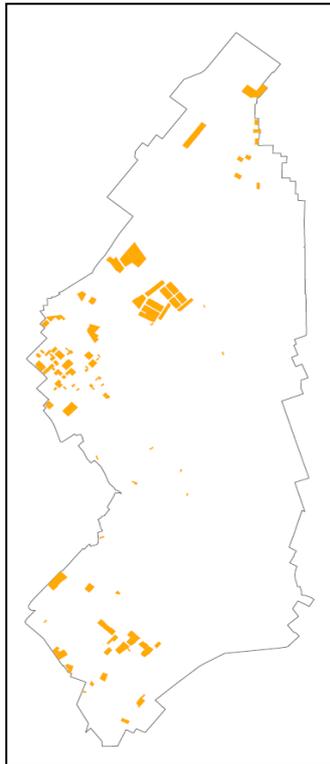


Figura 6.18. Lotes verticalizados, em número de 96, área de 2,74% da bacia, TI de 85,24% e AP de 14,76%.



Figura 6.19. Lotes vazios (sem ocupação), em número de 3.834, área de 21,55% da bacia, TI de 0% e AP de 100,0%.

A localização das áreas verdes e das ruas e calçadas são apresentadas pelas Figuras 6.20 e 6.21.

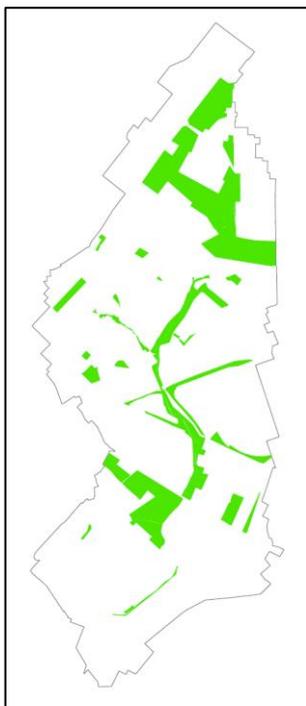


Figura 6.20. Área verde sendo 15,11% da bacia, TI de 0% e AP de 100,0%.



Figura 6.21. Ruas e calçadas, área de 18,95% da bacia, TI de 100% e AP de 0%.

A localização de todos os estratos, dos lotes vazios, das áreas verdes e das ruas e calçadas foram reunidas em um mesmo mapa sendo apresentado pela Figura 6.22.

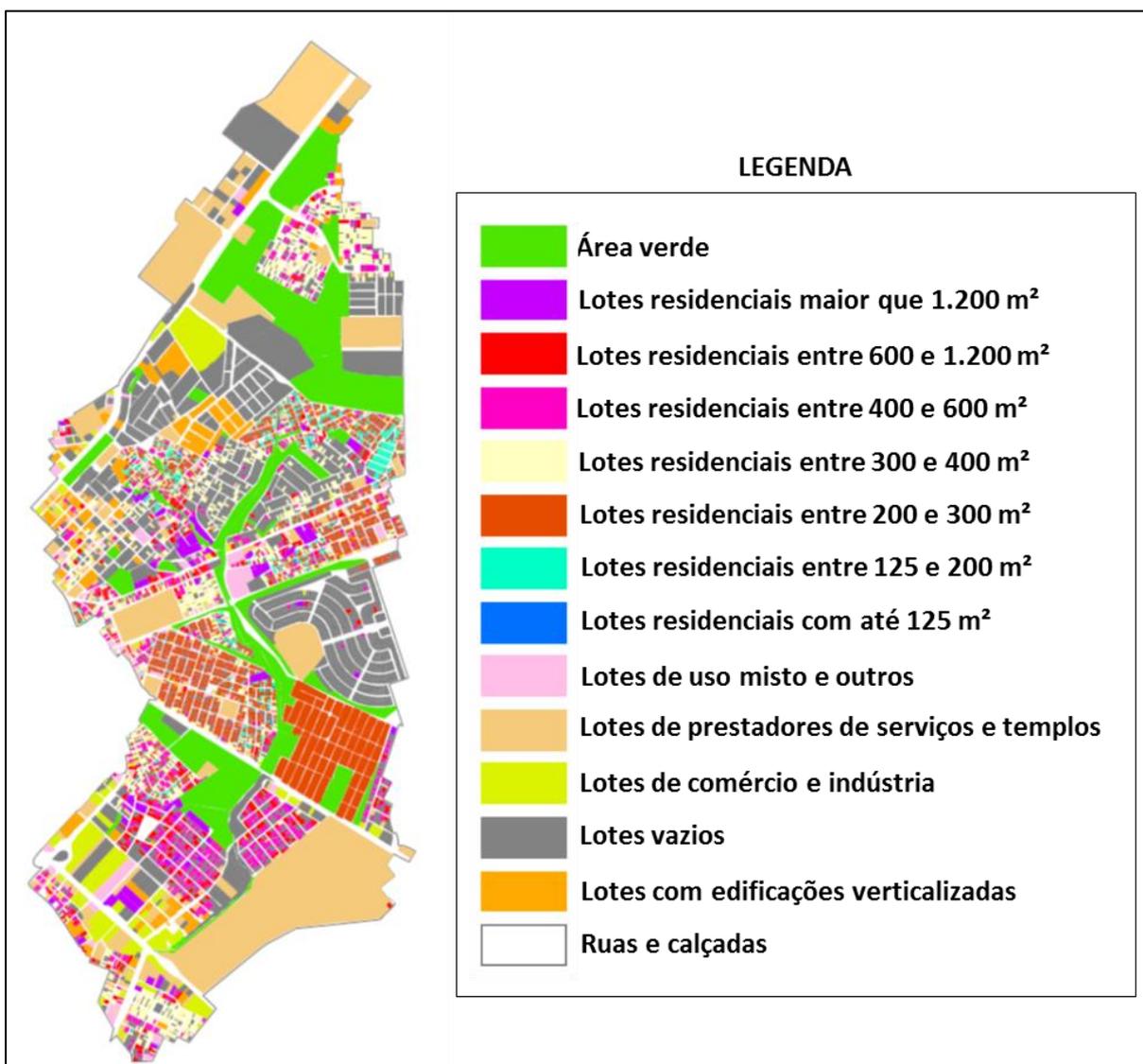


Figura 6.22. Mapa de espacialização dos diferentes tipos de uso e ocupação da BECB.

Em resumo, a caracterização da ocupação da área de drenagem da BECB resultou nos valores apresentadas na Tabela 6.4 e Figura 6.23.

Tabela 6.4. Resumo da ocupação da BECB

Uso da área	% da área ocupada
Lotes ocupados	44,39
Lotes vazios	21,55
Ruas e calçadas	18,95
Área verde	15,11
Total	100

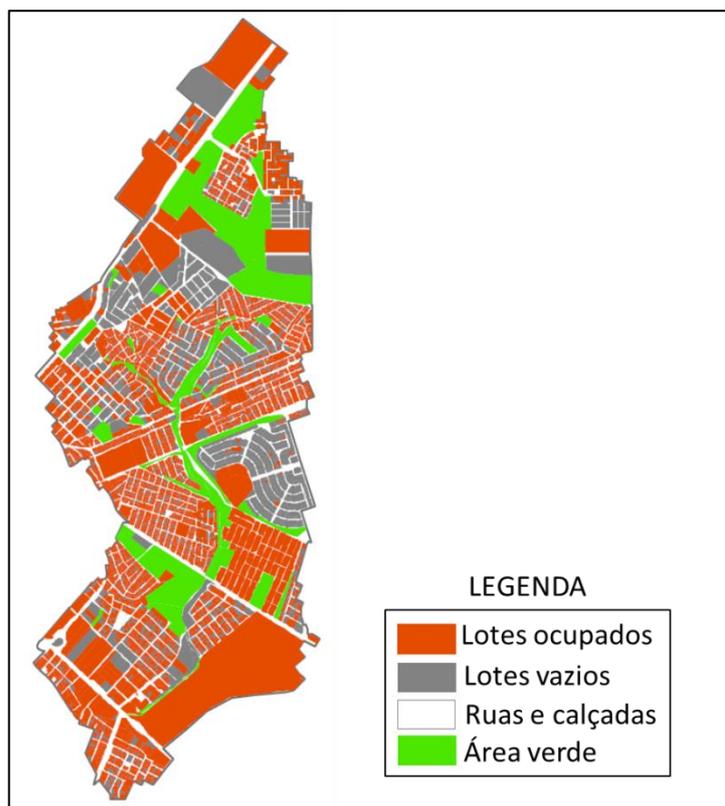


Figura 6.23. Mapeamento da ocupação da Bacia de Estudo do Córrego Barbado (BECB)

Os lotes ocupados da BECB foram agrupados conforme a classificação dos estratos. A esses lotes foram atribuídos as porcentagens da área permeável (AP), área impermeável diretamente conectada (AIDC) e área impermeabilizada não conectada (AINC) obtidos na investigação da conectividade hidráulica.

As áreas ocupadas por lotes vazios foram consideradas como sendo área totalmente permeável, assim procedeu para as áreas verdes. As áreas da sub-bacia ocupadas por ruas e calçadas foram consideradas totalmente impermeáveis e classificadas como AIDC.

Realizadas essas considerações calcularam-se as áreas AP, AIDC e AINC para a BECB apresentadas na Tabela 6.5.

Tabela 6.5. Taxas de impermeabilização da BECB

Área	% da bacia
AP	44,93
AIDC	52,95
AINC	2,12
Total	100

A área impermeável total da BECB foi obtida somando as porcentagens obtidas para AIDC e AINC, o que resultou na taxa de impermeabilidade total de 55,07%.

6.4. Caracterização das Sub-bacias

As 9 sub-bacias da BECB foram caracterizadas fisicamente e conforme a ocupação do solo de modo a subsidiar a etapa de modelagem. As características físicas foram obtidas aplicando-se as mesmas metodologias utilizadas na caracterização da bacia do Barbado, sendo extraídos resultados da área, largura e declividade das sub-bacias.

As características de ocupação do solo permitiram estimar a porcentagem de impermeabilização das sub-bacias relacionando com os resultados obtidos na investigação da conectividade hidráulica dos lotes.

As características obtidas para as sub-bacias que foram utilizadas na modelagem são apresentadas na Tabela 6.6.

Tabela 6.6. Características das sub-bacias utilizadas na modelagem

Sub-bacia	Área (ha)	Largura da sub-bacia (m)	Declividade (%)	% Área Impermeável diretamente conectada	% Área Impermeável não-conectada	% Área Permeável
1	199,67	977,32	6,89	39,99	1,49	58,52
2	182,84	1062,38	5,93	51,17	1,70	47,13
3	85,33	644,01	6,02	35,14	1,27	63,59
4	110,26	833,43	5,22	65,20	2,74	32,06
5	141,75	974,92	4,49	50,02	1,81	48,17
6	56,53	627,44	5,70	54,27	2,42	43,31
7	107,88	933,24	4,37	65,62	3,07	31,31
8	122,75	857,76	3,58	59,75	2,69	37,56
9	64,04	715,54	2,56	72,02	3,11	24,87

As sub-bacias 1 e 3 apresentaram porcentagem de áreas impermeáveis baixos se comparado às demais sub-bacias pois possuem mais de 30% da área total ocupada por áreas verdes (canteiros centrais de avenidas, margens do córrego preservada, praças e parques).

6.5. Monitoramento hidrológico

O monitoramento do nível de água do córrego Barbado foi realizado por meio de um linígrafo instalado dia 12/12/2010 e retirado no dia 02/04/2011. Ao longo do período monitorado ocorreram falhas em 46 dias, tendo sido registrado os eventos de 111 dias no total. As falhas no equipamento ocorreram nas seguintes datas do ano de 2011:

- Nos dias: 06, 07, 09, 11, 12, 13, 15, 17, 20, 21, 22 e 24 do mês de fevereiro;
- Entre os dias 28/01 a 12/02;
- Entre os dias 17/02 a 20/02;
- Entre os dias 06/03 a 20/03.

A partir dos dados do linígrafo e, considerando os eventos pluviiais mais significativos, foram gerados 24 linigramas que são apresentados no Apêndice B. A vazão correspondente a cada registro do nível de água (registrados de 0,01 m a 0,80 m) foi obtida por meio do monitoramento da velocidade do córrego do Barbado, realizado pelo método dos flutuadores. A velocidade para o nível de água igual e menor que zero foi obtida por Manning. Apresentam-se na Tabela 6.7 todos os valores obtidos no monitoramento, relacionando data de registro, nível de água (NA), velocidade (V) e vazão (Q), organizado em ordem crescente do NA observado.

Tabela 6.7. Dados do NA, velocidade e vazão provenientes do monitoramento

Data	NA (m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Data	NA (m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Data	NA (m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)
-	0	1,52	2,42	06/02/2011	0,12	3,15	7,33	06/02/2011	0,3	3,89	14,28
06/02/2011	0,01	2,37	3,57	11/12/2010	0,12	3,27	7,62	16/04/2011	0,3	3,90	14,32
06/02/2011	0,01	2,39	3,60	06/02/2011	0,12	3,37	7,85	16/04/2011	0,3	3,92	14,41
27/03/2011	0,02	2,45	3,87	11/12/2010	0,12	3,42	7,96	16/04/2011	0,3	3,94	14,46
06/02/2011	0,02	2,52	3,98	27/03/2011	0,14	2,53	6,27	06/02/2011	0,3	4,01	14,74
27/03/2011	0,04	2,39	4,13	06/02/2011	0,14	2,64	6,53	06/02/2011	0,3	4,20	15,43
06/02/2011	0,04	2,58	4,47	27/03/2011	0,14	3,08	7,63	11/12/2010	0,3	4,26	15,65
27/03/2011	0,04	2,63	4,55	16/04/2011	0,14	3,24	8,03	06/02/2011	0,3	4,36	16,02
06/02/2011	0,06	2,91	5,47	06/02/2011	0,14	3,35	8,31	27/03/2011	0,3	4,49	16,48
06/02/2011	0,06	3,01	5,65	11/12/2010	0,14	3,58	8,87	27/03/2011	0,32	3,37	12,89
27/03/2011	0,06	3,10	5,83	06/02/2011	0,16	3,00	7,88	27/03/2011	0,32	4,75	18,13
06/02/2011	0,08	2,22	4,51	27/03/2011	0,16	3,22	8,45	16/04/2011	0,35	3,96	16,03
06/02/2011	0,08	2,26	4,59	06/02/2011	0,18	3,07	8,51	11/12/2010	0,35	4,13	16,71
11/12/2010	0,08	2,70	5,47	16/04/2011	0,18	3,39	9,41	11/12/2010	0,35	4,30	17,38
06/02/2011	0,08	2,77	5,63	16/04/2011	0,18	3,40	9,44	11/12/2010	0,36	4,44	18,29
11/12/2010	0,08	2,89	5,87	27/03/2011	0,18	3,47	9,62	11/12/2010	0,37	4,30	18,02
27/03/2011	0,08	3,07	6,24	06/02/2011	0,18	3,61	10,01	11/12/2010	0,37	4,43	18,57

11/12/2010	0,08	3,23	6,56	27/03/2011	0,18	3,71	10,31	11/12/2010	0,38	4,22	18,01
06/02/2011	0,1	2,21	4,82	06/02/2011	0,18	3,73	10,34	11/12/2010	0,38	4,56	19,49
27/03/2011	0,1	2,24	4,89	27/03/2011	0,2	2,64	7,73	16/04/2011	0,4	4,27	18,89
27/03/2011	0,1	2,31	5,02	16/04/2011	0,2	3,64	10,64	11/12/2010	0,4	4,54	20,05
06/02/2011	0,1	2,80	6,09	06/02/2011	0,2	3,91	11,44	11/12/2010	0,4	4,57	20,20
16/04/2011	0,1	2,82	6,15	27/03/2011	0,22	2,99	9,20	11/12/2010	0,4	4,59	20,28
16/04/2011	0,1	2,83	6,16	06/02/2011	0,22	3,56	10,93	11/12/2010	0,4	4,82	21,31
11/12/2010	0,1	2,91	6,33	06/02/2011	0,22	3,79	11,66	11/12/2010	0,46	4,54	22,09
16/04/2011	0,1	2,93	6,38	06/02/2011	0,24	3,58	11,53	11/12/2010	0,47	4,54	22,43
06/02/2011	0,1	2,97	6,47	27/03/2011	0,24	3,84	12,38	11/12/2010	0,47	4,68	23,14
16/04/2011	0,1	3,01	6,57	16/04/2011	0,25	3,64	12,00	16/04/2011	0,5	4,29	22,16
06/02/2011	0,1	3,05	6,65	16/04/2011	0,25	3,73	12,29	16/04/2011	0,6	4,57	27,03
06/02/2011	0,1	3,08	6,71	27/03/2011	0,26	3,56	11,99	16/04/2011	0,6	4,66	27,54
06/02/2011	0,1	3,10	6,76	06/02/2011	0,26	3,74	12,60	16/04/2011	0,6	4,75	28,06
06/02/2011	0,1	3,34	7,27	06/02/2011	0,26	3,80	12,83	16/04/2011	0,7	4,61	30,67
27/03/2011	0,12	2,32	5,39	16/04/2011	0,28	3,73	13,12	16/04/2011	0,7	4,88	32,47
06/02/2011	0,12	2,68	6,23	06/02/2011	0,28	4,08	14,37	16/04/2011	0,8	4,88	36,11
16/04/2011	0,12	3,14	7,30	27/03/2011	0,28	4,19	14,75	16/04/2011	0,8	5,11	37,88

A partir das medições do nível de água e vazão foi construída a curva-chave com ajuste até a cota 0,80 m. Valores acima desta cota não foram mensurados por não ter ocorrido eventos acima desse nível em horário diurno. Apresenta-se na Figura 6.24 o ajuste da curva-chave do Córrego Barbado na seção monitorada. A expressão resultante é apresentada na Equação 21.

$$Q = 42,95139 (H + 0,06944)^{1,073354} \quad (21)$$

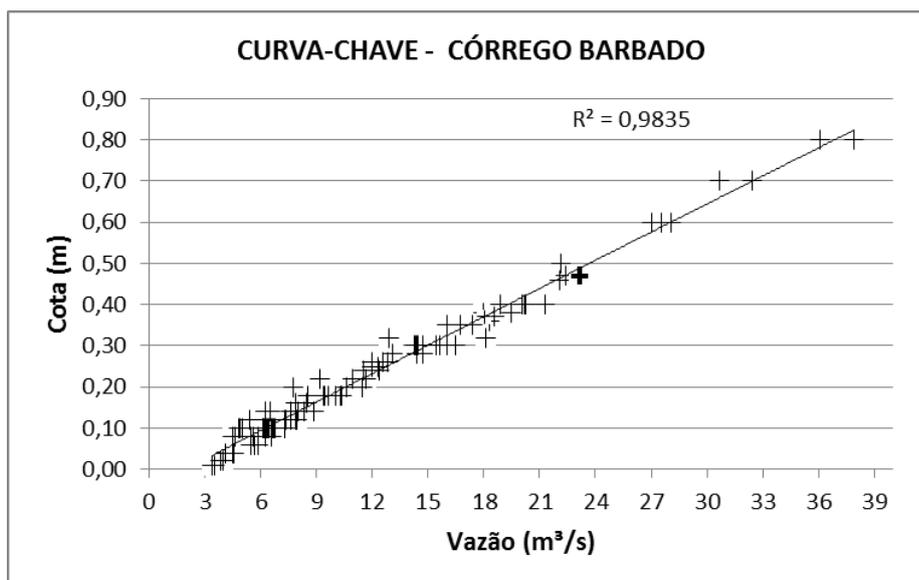


Figura 6.24. Curva chave do Córrego do Barbado na seção de monitoramento hidrológico.

A extrapolação da curva chave pelo método de Stevens possibilitou a construção da curva chave até a cota 2,60 m conforme apresentado pela Figura 6.25. A expressão válida para $0,8 < H \leq 2,60$ apresenta-se na Equação 22:

$$Q = -9E-06 H^2 + 0,0223 H - 0,0089 \quad (22)$$

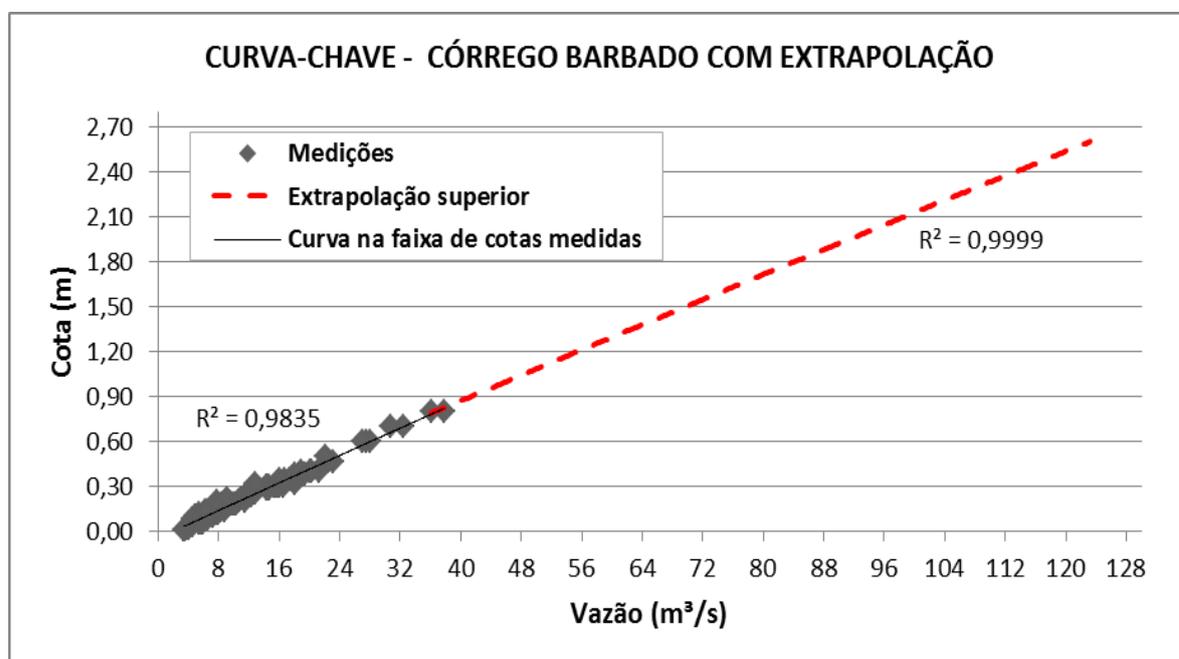


Figura 6.25. Curva chave do Córrego do Barbado na seção de monitoramento hidrológico extrapolada até a cota 2,60 m.

Comparando os resultados obtidos pelas equações 21 e 22, verificou-se que a equação 21 resulta em valores muito próximos do obtido pela equação 22 no intervalo de $0,8 < H \leq 2,60$.

A partir da curva-chave e dos dados do monitoramento fluviográfico e pluviométrico foi possível obter os hidrogramas e hietogramas para os eventos monitorados, estes são apresentados no Apêndice C.

6.6. Análise de sensibilidade

A análise de sensibilidade buscou avaliar a influência dos principais parâmetros na saída dos hidrogramas gerados pelo modelo para a bacia estudada. O evento utilizado na análise de sensibilidade foi o Evento 10. Os parâmetros avaliados foram: largura (W) das sub-bacias, porcentagem de áreas impermeáveis (AIDC), coeficiente de rugosidade de Manning de áreas impermeáveis (n_i) e permeáveis (n_p), capacidade de armazenamento de áreas impermeáveis (d_i) e

permeáveis (d_p), porcentagem do escoamento encaminhado entre áreas impermeáveis para áreas permeáveis (AINC), os parâmetros de infiltração de Horton (l_0 , l_b e k) e coeficiente de rugosidade de Manning para condutos (n_c).

O parâmetro largura das sub-bacias foi avaliado realizando a modelagem para os valores apresentados na Tabela 6.8.

Tabela 6.8. Valores analisados para a largura das sub-bacias

Variação (%)	Largura da SB-1 (m)	Largura da SB-2 (m)	Largura da SB-3 (m)	Largura da SB-4 (m)	Largura da SB-5 (m)	Largura da SB-6 (m)	Largura da SB-7 (m)	Largura da SB-8 (m)	Largura da SB-9 (m)
-90	97,73	106,24	64,40	83,34	97,49	62,74	93,32	85,78	71,55
Valor Inicial	977,32	1062,38	644,01	833,43	974,92	627,44	933,24	857,76	715,54
90	1856,91	2018,52	1223,62	1583,52	1852,35	1192,14	1773,16	1629,74	1359,53

Os parâmetros porcentagem de áreas impermeáveis (AIDC), coeficiente de rugosidade de Manning de áreas impermeáveis (n_i) e permeáveis (n_p), capacidade de armazenamento de áreas impermeáveis (d_i) e permeáveis (d_p), porcentagem do escoamento encaminhado entre áreas impermeáveis para áreas permeáveis (AINC), os parâmetros de infiltração de Horton (l_0 , l_b e k) e coeficiente de rugosidade de Manning para condutos (n_c) foram avaliados realizando a variação dos seus valores conforme a Tabela 6.9. Ressalta-se que cada parâmetro foi avaliado individualmente, portanto, quando se realizou a variação de um parâmetro os outros parâmetros permaneceram com os valores iniciais.

Tabela 6.9. Valores dos parâmetros utilizados na análise de sensibilidade

Variação (%)	AIDC (%)	n_i	n_p	d_i (mm)	d_p (mm)	AINC (%)	l_0 (mm/h)	l_b (mm/h)	k (1/h)	n_c
-90	5	0,0013	0,035	0,15	0,49	5	2,88	0,94	0,45	0,005
Valor Inicial	50	0,013	0,35	1,5	4,9	50	28,8	9,4	4,5	0,045
90	95	0,0247	0,665	2,85	9,31	95	54,72	17,86	8,55	0,086

Os resultados obtidos na análise de sensibilidade do modelo são ilustrados pelos gráficos das Figuras 6.26 a 6.33.

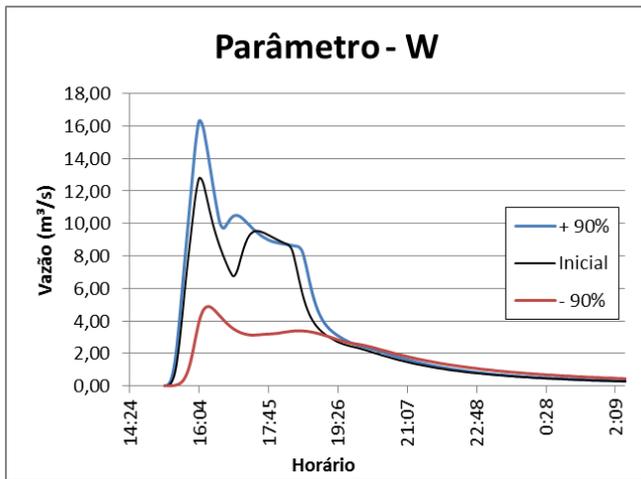


Figura 6.26. Influência da largura (W) no hidrograma de saída

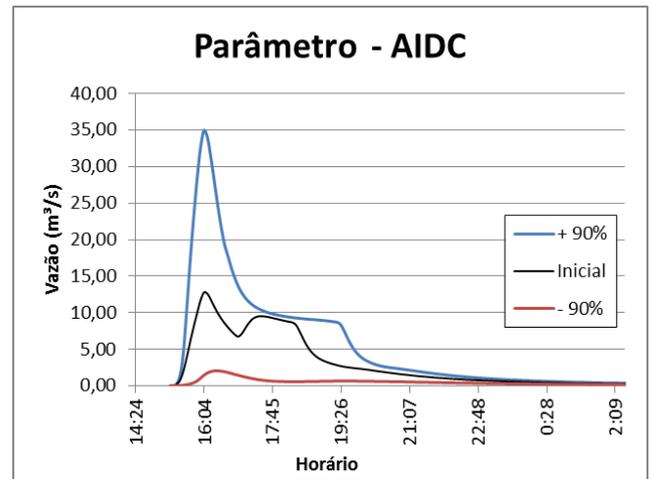


Figura 6.27. Influência da AIDC no hidrograma de saída

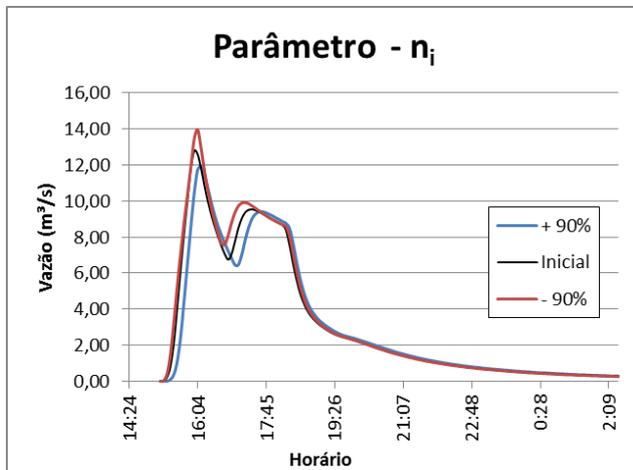


Figura 6.28. Influência do coeficiente de Manning para áreas impermeáveis (n_i) no hidrograma de saída

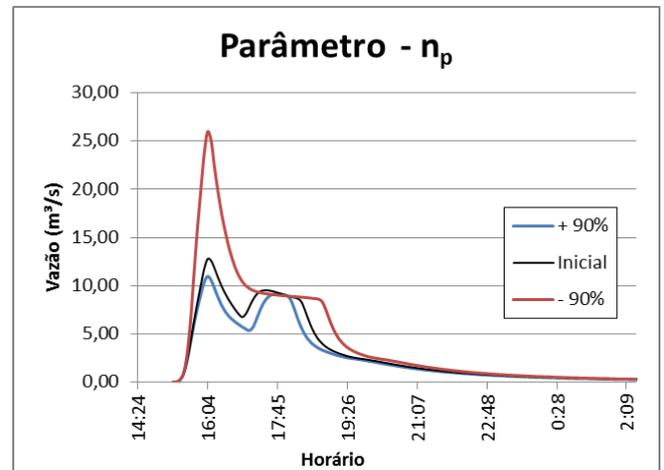


Figura 6.29. Influência do coeficiente de Manning para áreas permeáveis (n_p) no hidrograma de saída

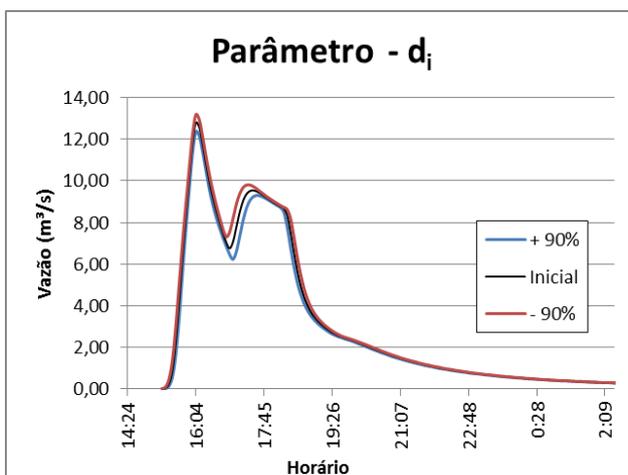


Figura 6.30. Influência da retenção de áreas impermeáveis (d_i) no hidrograma de saída

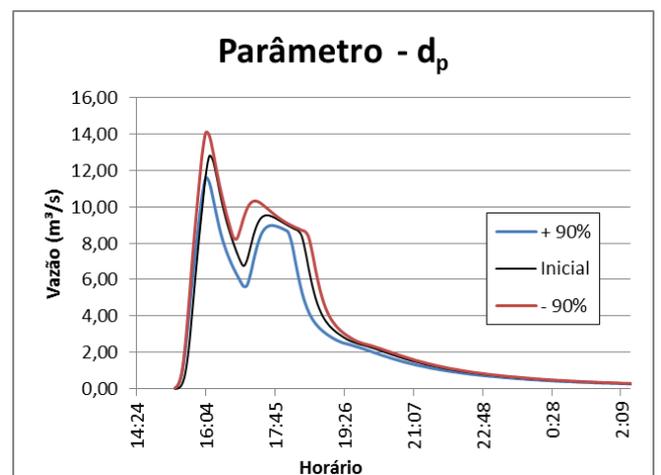


Figura 6.31. Influência do retenção de áreas permeáveis (d_p) no hidrograma de saída

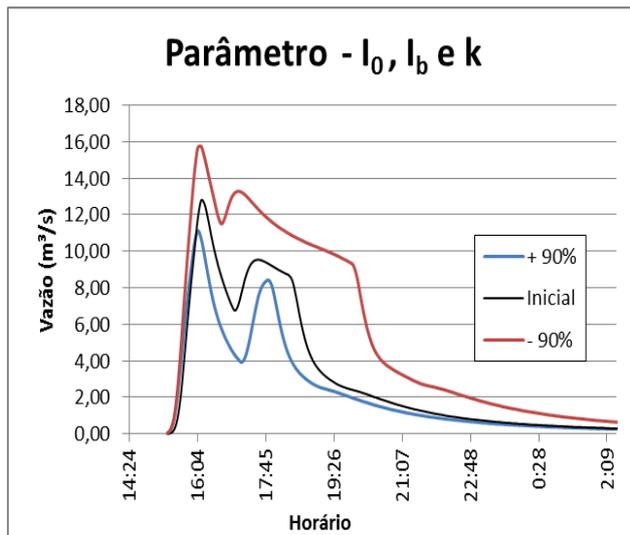


Figura 6.32. Influência dos parâmetros de infiltração (I_0 , I_b e k) no hidrograma de saída

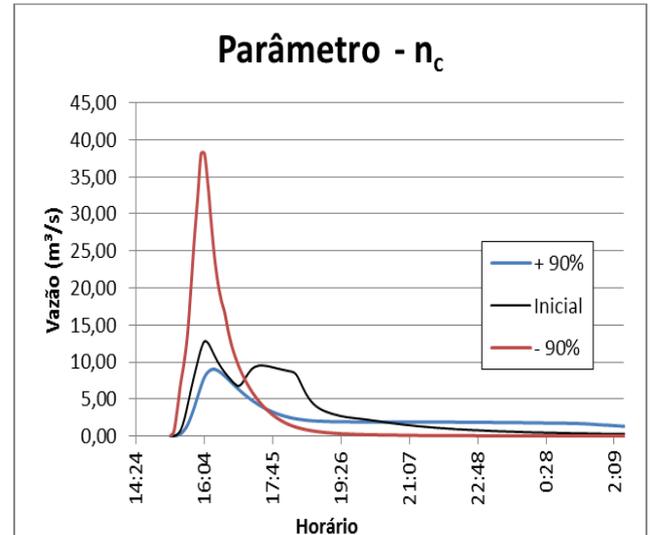


Figura 6.33. Influência do coeficiente de Manning para condutos (n_c) no hidrograma de saída

Os resultados possibilitaram constatar que o parâmetro AIDC é o que exerce maior influência na variação da vazão de pico do modelo construído para a bacia do Barbado, por isso a importância de obter valores mais próximos do real. O coeficiente de Manning para condutos apresentou também grande influência sobre o hidrograma seguido pelos parâmetros: coeficiente de Manning para áreas permeáveis (n_p), largura da sub-bacia (W), parâmetros de infiltração (I_0 , I_b e k), armazenamento de áreas permeáveis (d_p), coeficiente de Manning para áreas impermeáveis (n_i) e armazenamento de áreas impermeáveis (d_i).

6.7. Calibração do modelo SWMM

A calibração dos parâmetros foi realizada para os Eventos 1 e 3 sendo avaliados pelos coeficiente de determinação (R^2) e Nash-Sutcliff (COE) e ainda pela porcentagem do erro no cálculo da vazão de pico (E).

Os valores de intervalo utilizados na calibração são descritos no item 5.7. Os valores dos parâmetros obtidos para o melhor ajuste da calibração dos Eventos 1 e 3 são apresentados na Tabela 6.10.

Tabela 6.10. Valores dos parâmetros obtidos na calibração

Parâmetro	Evento 1	Evento 3	Média
n_i - Coeficiente de Manning superfície impermeável	0,013	0,015	0,014
n_p - Coeficiente de Manning superfície permeável	0,33	0,40	0,365
d_i - Lâmina de armazenamento parcela impermeável (mm)	1,30	2,1	1,70
d_p - Lâmina de armazenamento parcela permeável (mm)	4,3	4,8	4,55
I_0 - Taxa de infiltração máxima (mm/h)	25,26	27,16	26,21
I_b - Taxa de infiltração mínima (mm/h)	7,42	7,98	7,703
k - Coeficiente de decaimento (1/h)	4,0	2,0	3,0
n_{c1} - Coeficiente de Manning para canais naturais	0,048	0,045	0,0466
n_{c2} - Coeficiente de Manning para canais com gabião	0,020	0,020	0,020
n_{c3} - Coeficiente de Manning para canais de concreto	0,013	0,013	0,013
Largura da sub-bacia 1	992,16	819,96	906,06
Largura da sub-bacia 2	1078,42	891,25	984,84
Largura da sub-bacia 3	653,96	540,46	597,21
Largura da sub-bacia 4	845,88	699,07	772,48
Largura da sub-bacia 5	989,10	817,44	903,27
Largura da sub-bacia 6	636,71	526,21	581,46
Largura da sub-bacia 7	947,39	782,96	865,18
Largura da sub-bacia 8	870,27	719,23	794,75
Largura da sub-bacia 9	726,08	600,06	663,07

O resultado da comparação gráfica entre as vazões observadas (Q_{obs}) e estimadas (Q_{est}) pelo modelo pode ser conferido nas Figuras 6.34 e 6.35. Vale destacar, que para os registros do nível de água igual ou abaixo do zero do linígrafo, a vazão foi estimada pela equação de Manning para condutos livres e foi denominada “ $Q_{Manning}$ ”.

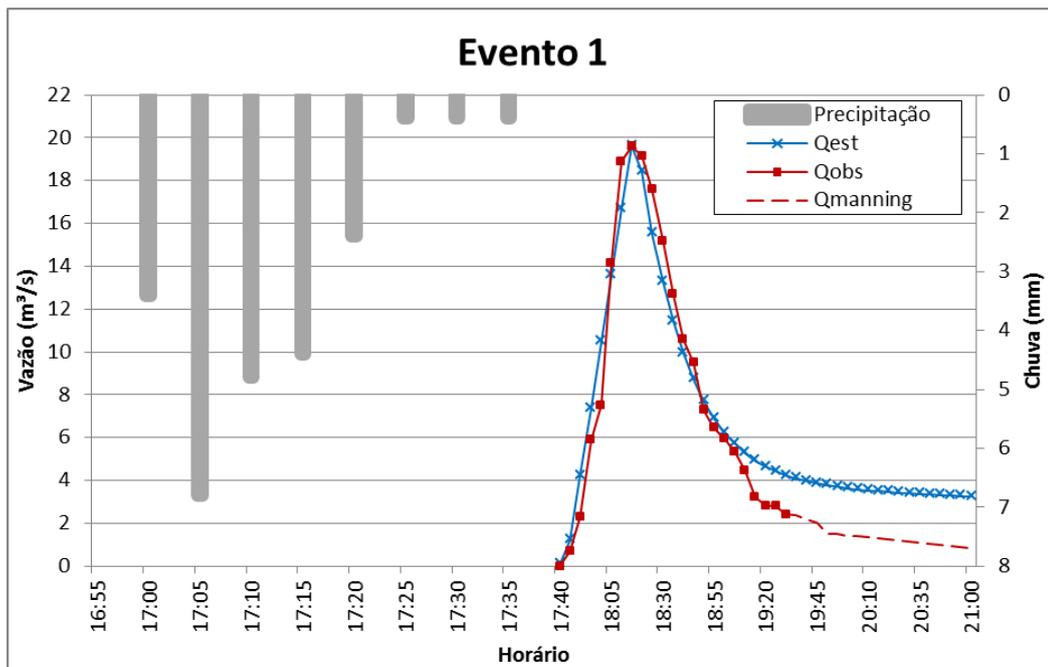


Figura 6.34. Calibração do modelo SWMM para o Evento do dia 11/12/2010.

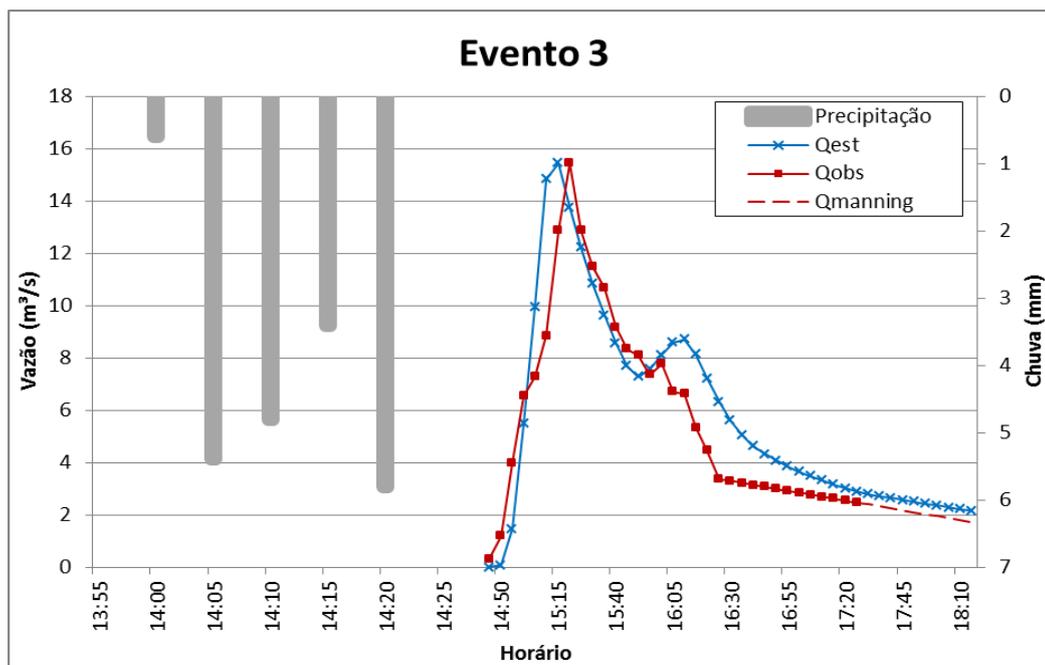


Figura 6.35. Calibração do modelo SWMM para o Evento do dia 01/01/2011.

Os resultados da avaliação da calibração são apresentados na Tabela 6.11.

Tabela 6.11. Avaliação da calibração

Avaliação	Evento 1	Evento 3	Média
R ²	0,974	0,850	0,912
COE	0,862	0,822	0,842
Ep (%)	0,051	0,000	0,025

Observa-se que o ajuste verificado pelo coeficiente de determinação (R^2) resultou em valores superiores a 0,85 constatando um bom ajuste.

Os resultados obtidos para o coeficiente de Nash-Sutcliff (COE) podem ser considerados satisfatórios, uma vez que trabalhos semelhantes utilizando o modelo SWMM obtiveram valores próximos. Isso pode ser comprovado em Garcia (2005), que obteve COE médio de 0,90, 0,82 e 0,72 para conjuntos de eventos de cheia, de alta intensidade e de baixa intensidade respectivamente; Collodel (2009) que obteve COE médios de 0,83 na calibração dos parâmetros não variáveis espacialmente e 0,75 para demais parâmetros; e Shinma (2011) que obteve COE médio de 0,87 utilizando calibração multiobjetivo para três eventos.

Os resultados para o erro no cálculo da vazão de pico (E_p) fornecido em valores percentuais revelam que a diferença entre a vazão de pico observada e estimada pelo modelo foi menor que 0,1%. Por tudo isso se considerou a calibração satisfatórios embora realizada para poucos eventos.

6.8. Resultados da validação

A validação verificou a eficiência da calibração do modelo por meio da comparação dos hidrogramas observados e estimados dos Eventos 11 e 22. A comparação gráfica pode ser conferida pelas Figuras 6.36 e 6.37.

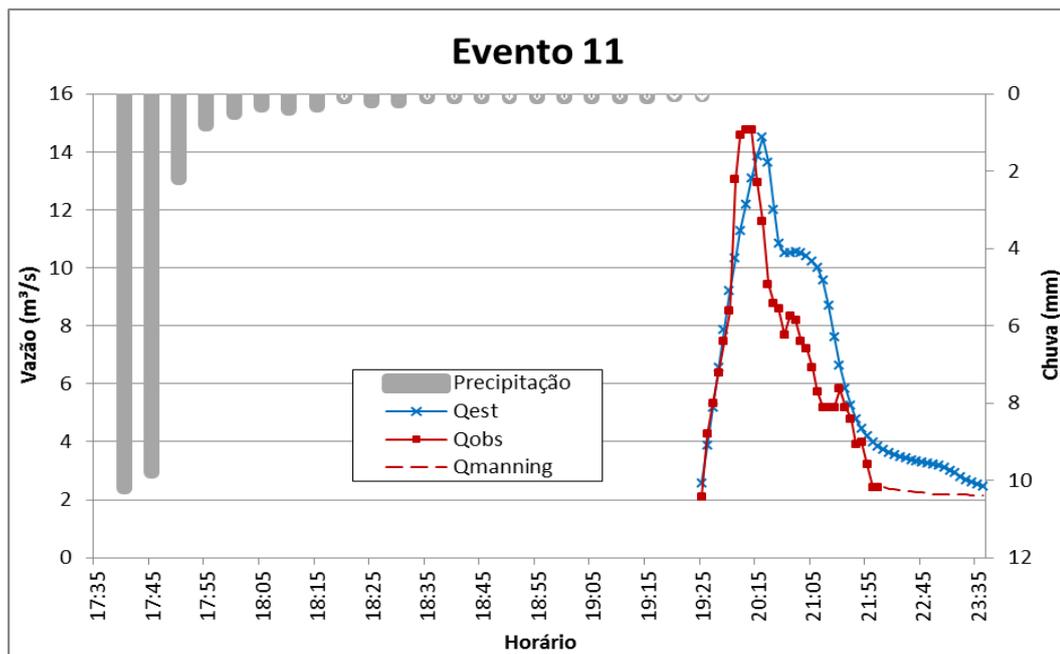


Figura 6.36. Calibração do modelo SWMM para o Evento do dia 19/01/2011.

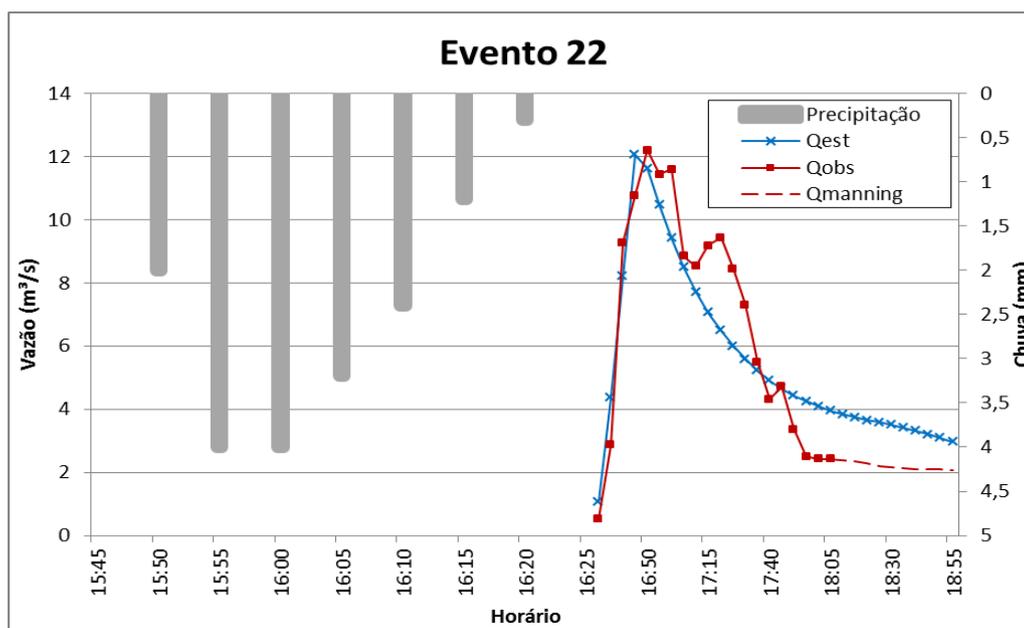


Figura 6.37. Calibração do modelo SWMM para o Evento do dia 26/03/2011.

A avaliação da calibração realizada pelo coeficiente de determinação (R^2), coeficiente de Nash-Sutcliff (COE) e pela porcentagem do erro no cálculo da vazão de pico (E_p) resultaram nos valores apresentados pela Tabela 6.12.

Tabela 6.12. Resultados da validação do modelo

Avaliação	Evento 11	Evento 22
R^2	0,826	0,893
COE	0,744	0,728
E_p (%)	-1,627	-1,066

Constata-se que o ajuste verificado pelo coeficiente de determinação (R^2), apesar de resultar para o Evento 11 valor inferior a 0,85, apresenta-se razoável por estar acima de 0,8. Da mesma forma os resultados obtidos para o coeficiente de Nash-Sutcliff (COE) podem ser considerados satisfatórios, por estar pouco distante dos valores geralmente obtidos em estudos semelhantes. Contudo, o que mais contribuiu para validação da calibração foi o baixo erro verificado para o cálculo da vazão de pico (E_p). A diferença verificada entre a vazão de pico observada e estimada permaneceu abaixo de 2% para os dois eventos analisados.

6.9. Análise de cenários para a BECB

A análise de cenários foi realizada considerando a média dos valores obtidos para os parâmetros na etapa de calibração que corresponde também aos valores utilizados na validação do modelo.

A chuva de projeto utilizada na modelagem apresenta duração de 120 minutos e foi simulada para diferentes tempos de retorno. Foram inseridas no modelo as informações obtidas dos hietogramas construídos pelo método dos blocos alternados e apresentados pelas Figuras 6.38 a 6.42.

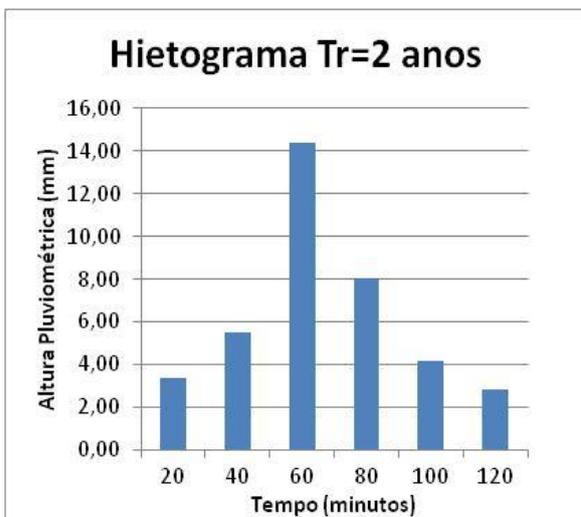


Figura 6.38. Hietograma para Tr=2 anos

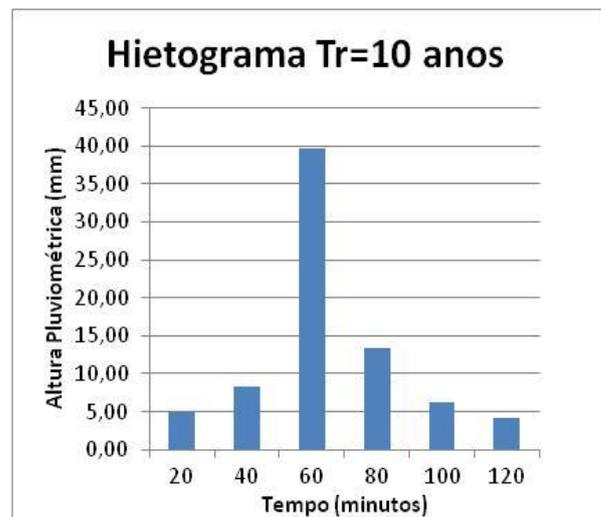


Figura 6.39. Hietograma para Tr=10 anos

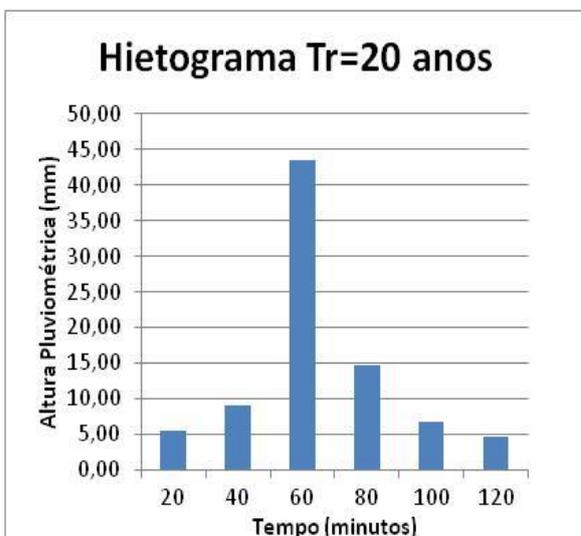


Figura 6.40. Hietograma para Tr=20 anos

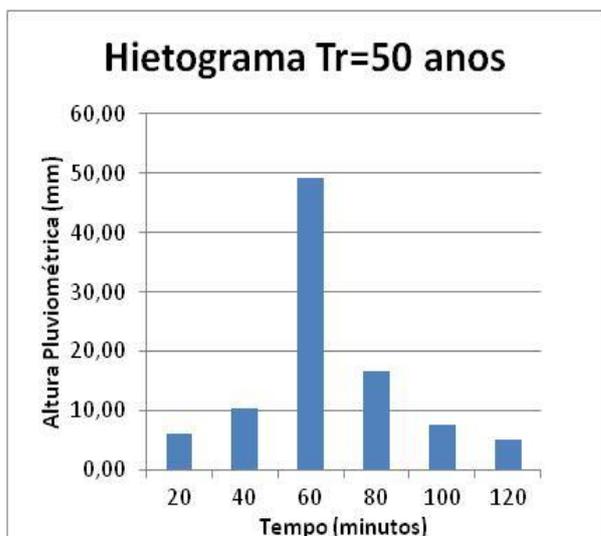


Figura 6.41. Hietograma para Tr=50 anos

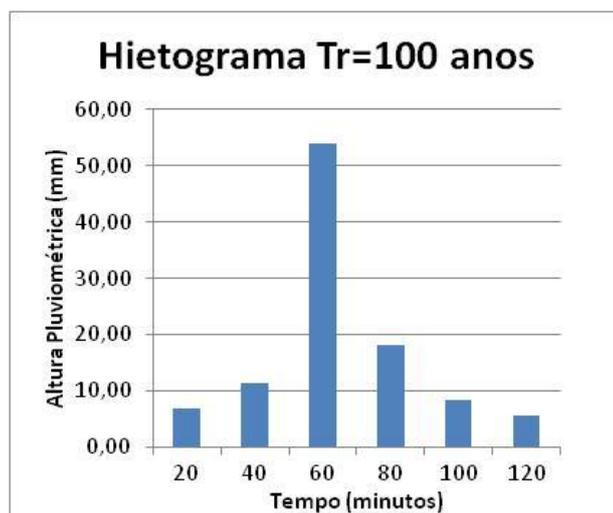


Figura 6.42. Hietograma para Tr=100 anos

Foram analisados três cenários de impermeabilização. As taxas de impermeabilização consideradas para cada cenário são apresentadas pelas Tabelas 6.13, 6.14 e 6.15.

Tabela 6.13. Taxas de impermeabilização das sub-bacias - Cenário 1

Sub-bacia	AIDC (%)	AINC (%)	AI total (%)
1	39,99	1,49	41,48
2	51,17	1,17	52,34
3	35,14	1,27	36,41
4	65,20	2,74	67,94
5	50,02	1,81	51,83
6	54,27	2,42	56,69
7	65,52	3,07	68,59
8	59,75	2,69	62,44
9	72,02	3,11	75,13

Tabela 6.14. Taxas de impermeabilização das sub-bacias - Cenário 2

Sub-bacia	AIDC (%)	AINC (%)	AI total (%)
1	57,26	2,13	59,39
2	85,65	2,85	88,50
3	64,06	2,31	66,37
4	79,45	3,34	82,79
5	81,82	2,96	84,78
6	54,27	2,42	56,69
7	75,97	3,56	79,53
8	79,66	3,59	83,25
9	78,05	3,37	81,42

Tabela 6.15. Taxas de impermeabilização das sub-bacias - Cenário 3

Sub-bacia	AIDC (%)	AINC (%)	AI total (%)
1	78,05	3,37	81,42
2	78,05	3,37	81,42
3	78,05	3,37	81,42
4	78,05	3,37	81,42
5	78,05	3,37	81,42
6	78,05	3,37	81,42
7	78,05	3,37	81,42
8	78,05	3,37	81,42
9	78,05	3,37	81,42

A sub-bacia 6 não apresentou diferença para a porcentagem de área impermeabilizada na composição do Cenário 2, pois no estudo da impermeabilização da sub-bacia 6 foi identificado apenas um lote vazio que não chegou a representar valor significativo de porcentagem em relação à área total da bacia, não sendo portanto contabilizado.

Os hidrogramas obtidos com a simulação dos diferentes cenários para eventos de precipitação com mesmo tempo de retorno foram comparados e apresentam-se nas Figuras 6.43 a 6.47.

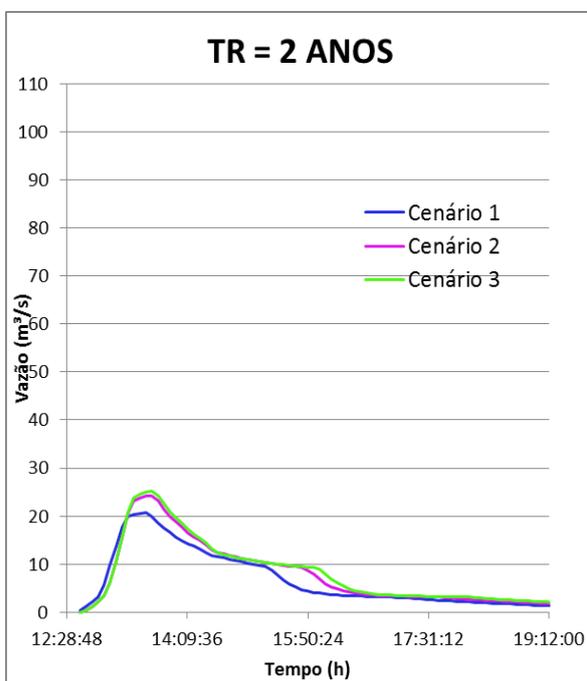


Figura 6.43. Comparação de diferentes cenários para chuva com TR = 2 anos

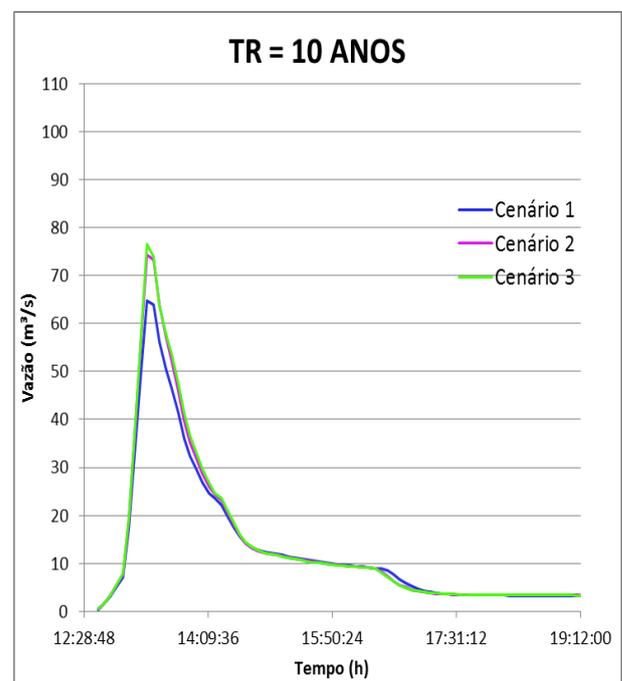


Figura 6.44. Comparação de diferentes cenários para chuva com TR = 10 anos

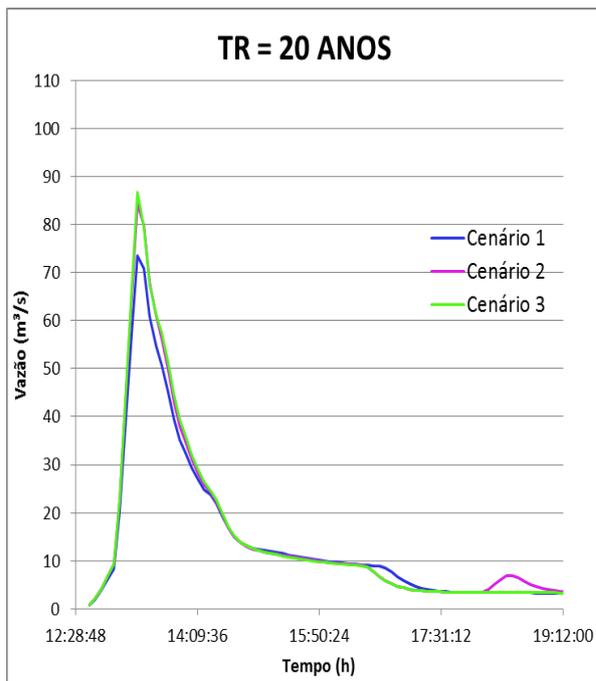


Figura 6.45. Comparação de diferentes cenários para chuva com TR = 20 anos

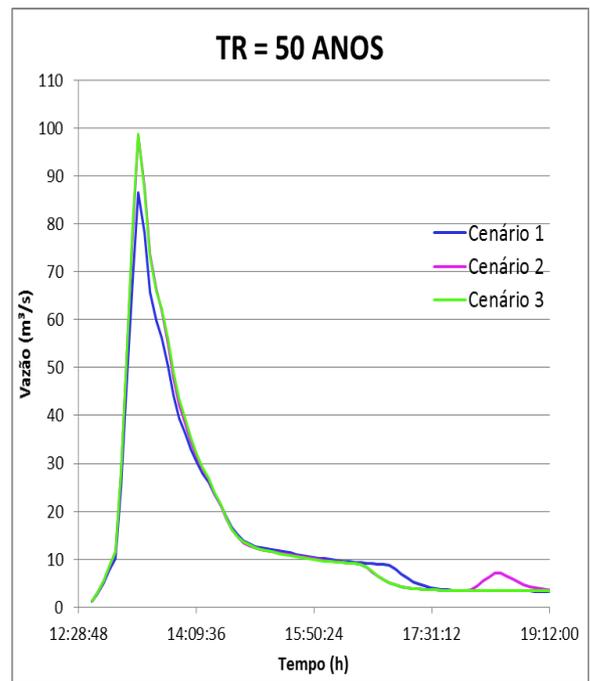


Figura 6.46. Comparação de diferentes cenários para chuva com TR = 50 anos

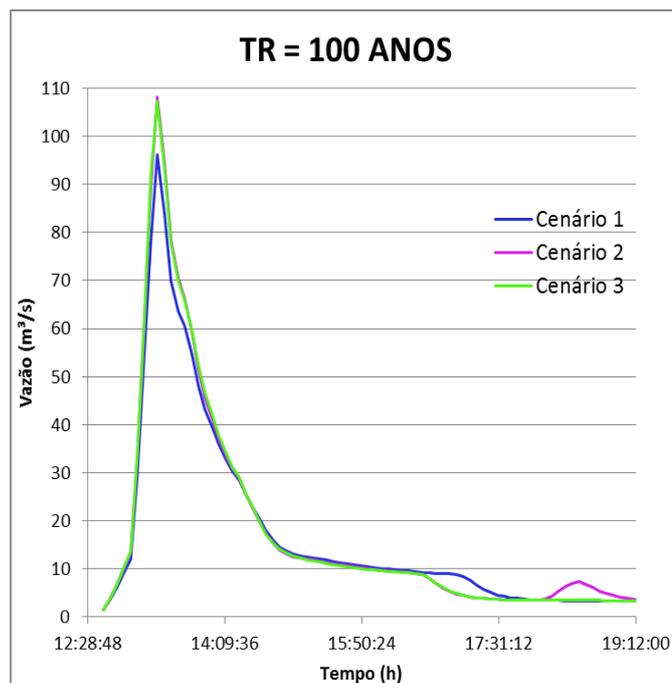


Figura 6.47. Comparação de diferentes cenários para chuva com TR = 100 anos

Constatou-se que os Cenário 2 e 3 provocam alterações muito semelhantes para precipitações com tempo de retorno de 50 e 100 anos, sendo registrado uma diferença maior para o evento com tempo de retorno de 2 anos. A Tabela 6.16 apresenta as diferenças verificadas para a vazão de pico dos Cenários 2 e 3 em relação ao Cenário 1 para precipitação com diferentes tempo de retorno.

Tabela 6.16. Diferenças na vazão de pico

Tempo de Retorno	Cenário 2	Cenário 3
2	+ 16,9%	+ 22,0%
10	+ 14,9%	+ 18,2%
20	+ 14,7%	+ 17,9%
50	+ 13,8%	+ 14,0%
100	+ 12,6%	+ 11,7%

Em média houve um aumento na vazão de pico de 14,6% e 16,8% para os Cenários 2 e 3 respectivamente, comparados com o Cenário 1. Observou-se que à medida que o tempo de retorno aumenta, diminui a diferença entre a vazão de pico dos cenários propostos em relação à vazão de pico do cenário atual, assim temos que para tempos de retorno altos o efeito da impermeabilização é reduzido.

Na simulação dos cenários constatou-se a inundação de alguns pontos que variaram de acordo com o evento de precipitação simulado. Para o cenário 1, que representa a ocupação atual da bacia, foram inundados os nós 1, 4 e 6 para os eventos de precipitação com tempo de retorno de 20, 50 e 100 anos. Enquanto os eventos com tempo de retorno de 2 e 10 anos inundou apenas o nó 4. A localização dos pontos de inundações é ilustrada pela Figura 6.48.

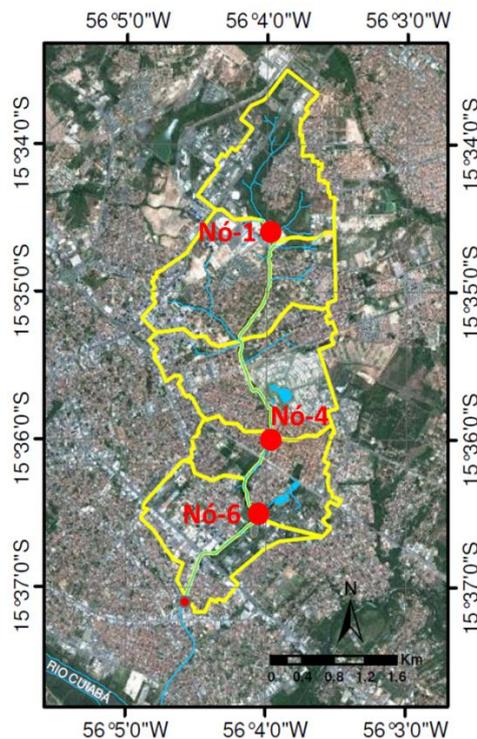


Figura 6.48. Localização dos pontos de inundação

Na simulação do cenário 2 e do cenário 3, observou-se a inundação dos nós 1, 4 e 6 para os eventos de precipitação com tempo de retorno de 10, 20, 50 e 100 anos. O evento com tempo de retorno de 2 anos inundou somente o nó 4.

A região do nó 1 e 6, localizados pela Figura 6.48 inundou em eventos com tempo de retorno de 10 anos quando foram simulados os cenários 2 e 3, fato este que não ocorreu na simulação do cenário 1. Portanto, comprovou-se através da simulação, que os cenários de ocupação 2 e 3 podem promover inundações durante eventos que não produziram inundações na situação de ocupação atual da bacia. Ressalta-se, contudo que não foi considerada a variação dos níveis de água do rio Cuiabá que pode contribuir na ocorrência de inundações de pontos próximos a foz do córrego Barbado.

7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O estudo teve o objetivo de avaliar o comportamento hidrológico da bacia hidrográfica do córrego Barbado, em Cuiabá-MT, para diferentes cenários de ocupação utilizando o modelo Storm Water Management Model (SWMM). Para isso buscou-se a melhor representação dos parâmetros envolvidos na simulação através da caracterização da bacia, do monitoramento hidrológico e do levantamento da área impermeabilizada da bacia de estudo.

A bacia do córrego Barbado apresenta área de drenagem igual a 12,97km² com declividade média de 4,072% e tempo de concentração de aproximadamente 2 horas. Verificou-se que o comprimento do rio principal possui 8,95km com declividade média de 5,42m/km. As características fisiográficas da bacia quanto ao formato alongado apontaram baixa suscetibilidade de ocorrência de enchentes. O estudo geoambiental, organizado por Thomé (2004), revelou que a litologia e o tipo de solo raso presente na bacia propicia a incidência do aumento do escoamento superficial.

No monitoramento hidrológico foram observadas vazões para cotas de até 80 centímetros, utilizadas na construção da curva-chave do córrego Barbado na seção de monitoramento instalada na Avenida Tancredo Neves, junto da passarela de pedestre sobre o Córrego Barbado localizado entre as ruas transversais: Rua A e prolongamento da Rua Amâncio Pedroso de Jesus Neto no bairro Jardim Petrópolis, nas coordenadas 56°4'35,15" Oeste e 15°37'6,06" Sul'. Para construção da curva-chave utilizou-se a equação potencial e a equação de Stevens, sendo que para níveis até 0,80m a equação potencial apresenta-se melhor ajuste e para valores extrapolados entre 0,8 e 2,60 apresenta resultados muito semelhantes.

O estudo da impermeabilização da bacia revelou que a média de impermeabilização dos lotes ocupados na Bacia de Estudo do Córrego Barbado (BECB) é de 82,40%. Os lotes edificadas correspondem a 44,38% da área total da BECB. O percentual de área ocupada por arruamento e calçadas é de 18,95%. A BECB possui ainda 15,11% de sua área total ocupada por áreas verdes e 21,55% ocupada por lotes vazios. Estes resultados levaram a conclusão que a taxa de impermeabilização, considerando a área da BECB, é de 55,07%, sendo composta principalmente por áreas impermeabilizadas diretamente conectadas (AIDC), que atingiu 52,95% da área total. Observou-se ainda que a maior parte da área da BECB

é ocupada por lotes do estrato 1 (16,01 %), representado por prestadores de serviços e templos, apesar de haver maior quantidade de lotes do estrato 6 representados por lotes residenciais com área maior que 200m² e menor que 300m². O grupo de lotes que apresentou maior taxa de impermeabilização foi o estrato 4, composto por lotes residenciais com área menor que 125m², que apresentou taxa de impermeabilização total de 97,28%, entretanto ocupa apenas 0,09% da área total da bacia. O estrato que apresentou maior taxa de área permeável, e conseqüentemente menor taxa de impermeabilização, foi o estrato 9 composto por lotes residenciais com área entre 600m² e 1200m² que apresentou taxa de impermeabilização total de 62,92%.

Os resultados revelam que na maioria dos lotes não está sendo respeitada a legislação urbana do município, que determina a manutenção de área permeável de no mínimo 25% da área total do lote. Os estratos que cumprem a determinação (Estrato 8, 9 e 10) representam juntos somente 6,61% da área total da bacia. O estrato mais representativo (Estrato 1), que ocupa 16,01% da área total da bacia apresenta média de área permeável de 20,94% apenas.

No estudo de sensibilidade, que precedeu a calibração dos parâmetros, constatou-se que a porcentagem da área impermeabilizada diretamente conectada (AIDC) seguido do coeficiente de Manning para canais foram os parâmetros que mais exerceram influência na variação da vazão de pico para o modelo construído da bacia do Barbado.

Realizou-se a calibração de dois eventos de precipitação. Os eventos selecionados foram os Eventos 1 e 3. Obtiveram-se ajustes satisfatórios para os dois eventos calibrados que foi comprovado por: coeficiente de determinação (R^2) de 0,974 e 0,85, coeficiente de Nash-Sutcliff (COE) de 0,862 e 0,822 e erro de pico de 0,051% e 0% para os Eventos 1 e 3 respectivamente. Os resultados obtidos na calibração de cada evento geraram valores médios que foi submetido à validação.

A validação foi comprovada pelos ajustes obtidos para os Eventos 11 e 22. Na verificação do ajuste obtiveram-se: coeficiente de determinação (R^2) de 0,826 e 0,893, coeficiente de Nash-Sutcliff (COE) de 0,744 e 0,728 e erro de pico de -1,627% e -1,066% para os Eventos 11 e 22 respectivamente.

Após a validação do modelo realizou-se a simulação dos cenários. O cenário 2, caracterizado pela ocupação dos lotes vazios da bacia e o cenário 3, que representa a impermeabilização dos lotes da bacia com taxas de área central, provocaram alterações muito semelhantes para precipitações com tempo de retorno de 50 anos ou mais, indicando queda na influência da impermeabilização do solo nas variações da vazão de pico para precipitações raras. Em média houve um aumento na vazão de pico de 14,6% e 16,8% para os Cenários 2 e 3 respectivamente, comparados com o Cenário 1 que representa a ocupação atual.

Foram verificados inundações em todos os cenários, sendo que para o cenário 1, foram inundados os nós 1, 4 e 6 para os eventos de precipitação com tempo de retorno de 20, 50 e 100 anos e a inundações do nó 4 para eventos com tempo de retorno de 2 e 10 anos. Na simulação do cenário 2 e do cenário 3, observou a inundações dos nós 1, 4 e 6 para os eventos de precipitação com tempo de retorno de 10, 20, 50 e 100 anos e inundações do nó 4 para evento com tempo de retorno de 2 anos. Verificou-se que os cenários de ocupação 2 e 3 podem promover inundações durante eventos de precipitação que não seriam produzidas na situação de ocupação atual da bacia.

Os resultados da simulação hidrológica da bacia do córrego Barbado para diferentes cenários de ocupação do solo reitera a importância de considerar as inter-relações do meio ambiente com o ambiente construído durante o planejamento urbano, como uma forma de evitar perdas, aperfeiçoar e justificar zoneamentos. O planejamento do uso e ocupação do solo respeitando as fragilidades do meio ambiente possibilita o crescimento urbano sem que haja impactos desastrosos, resultando em qualidade de vida e progresso sustentável às cidades.

O desafio é o de harmonizar os planos diretores à capacidade de amortecimento das bacias hidrográficas frente aos impactos resultantes da ocupação urbana, além de fazer cumprir as normas e lei do uso e ocupação do solo.

Para trabalhos futuros na bacia do córrego Barbado, recomenda-se:

- Monitoramento da precipitação em área próxima da cabeceira da bacia para análise da distribuição da chuva na bacia;
- Monitoramento da vazão em outras seções do córrego Barbado para melhor calibração dos parâmetros;

- Análise de cenários considerando a modelagem da área total da bacia do córrego Barbado e a variação do nível de água do rio Cuiabá;
- Extrapolação do estudo de impermeabilização para a área total da bacia;
- Delimitação das áreas de inundações e cálculo dos prejuízos causados;
- Avaliação da implantação de medidas de controle na bacia, como por exemplo, reservatórios de retenção, para atenuar eventos de inundações na bacia.
- Elaboração do zoneamento da bacia hidrográfica do córrego Barbado apontando diferentes graus de risco de inundação para nortear o planejamento urbano da região.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 13403: Medição de vazão em efluentes líquidos e corpos receptores – Escoamento livre**. Rio de Janeiro, 1995.

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

BARBASSA, A. P. ; PUGLIESE, P. B. ; MOREIRA, J. . Estudo de enchentes urbanas associando rede de monitoramento densa, sig e modelo distribuído. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 16., 2005, João Pessoa. **Anais...** João Pessoa, 2005. v. CD-ROM. p. 1-19.

BASTOS, G. A. P. **Análise dos Parâmetros do Modelo SWMM para Avaliação do Escoamento em duas Bacias Periurbanas em Santa Maria – RS**. 2007. 170 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.

BORDEST, S. M. L. **A bacia do córrego Barbado**, Cuiabá: Gráfica Print, 2003.

BRASIL. ANA - Agência Nacional de águas. **Medição de descarga líquida em grandes rios**: manual técnico. Brasília: ANA; SGH, 2009.

BRASIL. Ministério das Minas e Energia. **Projeto RADAMBRASIL**. Folha SD 21. Rio de Janeiro, 1982.

CAMPANA, N.; TUCCI, C.E.M. Estimativa de área Impermeável de macro bacias urbanas. **RBE**, Caderno de Recursos Hídricos. v. 12, n. 2, p. 79-94. 1994.

CAMPANA, N. A.; TUCCI, C. E. M. Previsão da vazão em microbacias urbanas: Arroio Dilúvio em Porto Alegre. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 4. n. 1, p. 19-33, jan./mar. 1999.

CARVALHO, T. M. Técnicas de medição de vazão por meios convencionais e não convencionais. **Revista Brasileira de Geografia Física**, Recife, v. 1, n. 1, mai./ago. 2008.

CASTRO, A. L. P.; PADILHA, C.; SILVEIRA, A. Curvas Intensidade-Duração-Frequência das precipitações extremas para o município de Cuiabá-MT. **Ambiência** (UNICENTRO), v. 7, p. 305-315, 2011.

CHAVES, C.R. **Instrumentação básica**. Curitiba: UnicemP, 2002.98p.

CHOW, V.T.; MAIDMENT, D.R.; MAYS, L.W. **Applied Hydrology**. New York: McGrawHill, 1988. 572p.

COLLISCHONN, W. **Simulação hidrológica de grandes bacias**. 2001. 270 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porte Alegre, 2001.

COLLODEL, M.G. **Aplicação do modelo hidrológico SWMM na avaliação de diferentes níveis de detalhamento da bacia hidrográfica submetida ao processo de transformação chuva-vazão**. 2009. 225 f. Dissertação (Mestrado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

CORREA, P. V. **Fundamentos de instrumentação e controle**. 2002. Disponível em:
<http://www.adjutojunior.com.br/controle/fundamentos_instrumentacao_controle.pdf>
Acesso em 09 jan. 2012.

COSTA JÚNIOR, L. L. da; BARBASSA, A. P. Parâmetros de projeto de microrreservatório, de pavimentos permeáveis e de previsão de enchentes urbanas. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, v. 11, n.1, p. 1-9, 2006.

CUIABÁ. Instituto de Planejamento e Desenvolvimento Urbano. **Perfil Socioeconômico de Cuiabá**. Cuiabá: Central de Texto, 2009. Volume IV. 525 p.

DECINA, T. G. T. **Análise de medidas de controle de inundações a partir da avaliação de cenários de uso e ocupação do solo na bacia hidrográfica do Córrego do Gregório, São Carlos – SP**. 2012. 176 f. Dissertação (Mestrado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

EMBRAPA. **Comunicado Técnico 455**: Medição da Vazão em Rios pelo Método do Flutuador. Concórdia: Versão eletrônica, 2007.

EPA. Stream flow. In: Environmental Protection Agency. **Volunteer stream monitoring: a methods manual**. Washignton: EPA, 1997. p. 134-138.

FONTES, A.R.M. ; BARBASSA, A. P. . Diagnóstico e Prognóstico da ocupação e impermeabilização do solo urbano. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 8, n. 2, p. 137-147, 2003.

FREITAS, M. A. V. (org); SETTI A. A.; LIMA J. E. F. W.; CHAVES A. G. M.; PEREIRA I. C. **Introdução ao gerenciamento de recursos hídricos**. 3. ed. Brasília: Agência Nacional de Energia Elétrica, Superintendência de Estudos e Informações Hidrológicas, 2000. 207 p.

GALDINO, Y. S. N.; ANDRADE, L. M. S. *Interações entre a Cidade e a Paisagem ao longo da Sub-Bacia do Barbado, Cuiabá-MT*. In: ENCONTRO NACIONAL DA ANPPAS, 4., 2008, Brasília. **Anais...** Brasília, 2008.

GARCEZ, L. N.; ALVAREZ, G. A. **Hidrologia**. 2. ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 1988.

GARCIA, J. I. B. **Monitoramento Hidrológico e Modelagem da Drenagem Urbana da Bacia Hidrográfica do Arroio Cancela**. 2005. 169 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2005.

GAROTTI, L. M. ; IMOTO, T. S. ; BARBASSA, A. P. Uso da área impermeabilizada diretamente conectada como coeficiente de escoamento superficial e comparação com outras estimativas. In: ENCONTRO NACIONAL DE ÁGUAS URBANAS, 7., 2007, São Carlos. **Anais...** São Carlos, 2007

GAROTTI, L. M. **Caracterização urbanística e hidrológica do uso e ocupação do solo urbano da cidade de Ribeirão Preto**. 2008. 161 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) – Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2008.

GAROTTI, L. M.; BARBASSA, A. P. Estimativa de área impermeabilizada diretamente conectada e sua utilização como coeficiente de escoamento superficial. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, Rio de Janeiro, v. 15, n. 1, mar. 2010.

HORTON, R. E. The role of infiltration in the hydrologic cycle. **American Geophysical Union, Transaction**. v. 14, p. 446-460, 1933.

HORTON, R. E. Analysis of runoff plat experiments with varying infiltration capacity. **American Geophysical Union, Transaction**. v. 20. p. 693-711, 1939.

KRAUSE, P.; BOYLE, D. P.; BÄSE, F. Comparison of different efficiency criteria for hydrological model assessment. **Advances in Geosciences**, v. 5, p. 89-97, 2005.

KRAUSKOPF NETO, R. **Atualização de modelos chuva-vazão-propagação com estimadores de estado**. 2005. 286 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidrológica) – Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2005.

LEE, J. G.; HEANEY, J. P. Estimation of urban imperviousness and its impacts on stormwater systems. **Journal of Water Resources Planning and Management** 39(4), p. 321-332, 2003.

LEEHS – Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento (Tradução). **Manual do Usuário EPA SWMM 5.0**. UFPB: 2012. Disponível em: <http://www.lenhs.ct.ufpb.br/html/downloads/swmm/SWMM_2012.pdf>. Acesso em 05 mai. 2012.

MAGALHÃES JUNIOR, A. P. A situação do monitoramento das águas no Brasil – Instituições e iniciativas. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. v. 5 n. 3, p. 113-135, jul./set. 2000.

MATO GROSSO. Agência Extraordinária da Copa do Mundo. **Implantação e Duplicação da Avenida Parque do Barbado**: Relatório Ambiental Simplificado. Cuiabá, 2011.

MOTTA, J. C.; TUCCI, C. E. M. Simulation of the urbanization effect in flow. **Hydrological Sciences Journal**, v. 29, n. 2, p.131-147, jun. 1984.

NATIONAL RESEARCH COUNCIL. **Urban Stormwater Management in the United States**. Washington, DC: National Academies Press, 2008. Disponível: <http://www.epa.gov/npdes/pubs/nrc_stormwaterreport.pdf>. Acesso em 12 jun. 2012.

PEREZ FILHO, A.; MATTOS, S.H.V.L.; ORSI, L.; VICENTE, A.K.; VICENTE, L.E. Monitoramento e gerenciamento de bacias urbanas associados a inundações: diagnose da bacia do ribeirão Quilombo na região metropolitana de Campinas utilizando geotecnologias. **Revista GEOUSP**, 19:44-54, 2006.

PEREIRA FILHO, D.L.B.; SANTOS, I.; FILL, H.D.A. Sistema de ajuste e extrapolação de curva de descarga – Stevens. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 15., 2003, Curitiba. **Anais....** Curitiba: ABRH, 2003. p. 1-12.

POMPÊO, C. A. Drenagem urbana sustentável. **Revista Brasileira de Recursos hídricos**. v. 5, n. 1, p. 15-23, jan/mar. 2000.

PONCE, V. M. **Engineering Hydrology: Principles and Practices**, New Jersey: Prentice Hall, Englewood, 1989. p. 645.

PORTO, R. L. L. . Escoamento superficial direto. In: TUCCI, C. E M; PORTO, R. L. L.; BARROS, M. T. T. de. (Org.). **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: ABRH/Ed. Universitária/UFRGS, 1995. p. 107-165.

PORTO, R. L. L.; ZAHED, K. F.; MARCELLINI, S. S. **Escoamento Superficial**. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária / USP, 1999. Apostila da disciplina de Hidrologia Aplicada.

PORTO, R. L. L.; ZAHED, K. F.; SILVA R. M. **Medição de vazão e curva chave**. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária / USP, 2001. Apostila da disciplina de Hidrologia Aplicada.

RAMOS, V. S. **Uso das técnicas de radiotraçadores e de contagem total em medidas de vazão de sistemas abertos**. 2006. 88 f. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Nuclear) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

RAWLS, W.J.; DAVID, G.; VAN MULLEN, J.A.; WARD, T.J. Infiltration. In: **ASCE. Hydrology Handbook**. 2.ed. New York. 1996. p.75-124.

SCHUELER, T. **Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Designing Urban Best Management Practices**. Washington, DC: Metropolitan Washington Council of Governments, 1987.

SHINMA, T. A. **Calibração multiobjectivo do SWMM aplicada à transformação chuva-vazão**. 2011. 136 f. Dissertação (Mestrado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

SILVA, K. A. **Análise da eficiência de métodos de controle de enchentes na atenuação de picos de cheias utilizando o modelo computacional SWMM – Storm Water Management Model**. 2007. 125 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiânia, Goiânia, 2007.

SILVEIRA, A. L. L. Aspectos Históricos da Drenagem Urbana no Brasil, In: Tucci, C.E.M.; Goldenfum, J.; Depettris, C.; Pilar, J. **Hidrologia Urbana na Bacia do Prata**, Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS: ABRH, 2000. p. 11-17.

SOUZA, P. K. **Prospecção Tecnológica em Recursos Hídricos** - Produtos e Equipamentos. Anexo II-e. Centro de Gestão e Estudos Estratégicos – CGEE, 2003. 103 p.

STANKOWSKI, S.J. **Population density as an indirect indicator of urban and suburban land-surface modifications**. Geological Survey Professional Paper 800-B. p. B219-B224, 1972.

THOMÉ FILHO, J. J. (Org.) **Sistema de Informação Geoambiental de Cuiabá, Várzea Grande e Entorno** – SIG CUIABÁ. Goiânia: CPRM, 2004. (Convênio CPRM/SICME).

TRIOLA, M.F. **Elementary Statistics**. 4. ed. New York: The Benjamin Cummings Publishing Company Inc., 1989. 784p.

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

TUCCI, C.E.M. 2003. Inundações e Drenagem Urbana. In: Tucci, C.E.M.; Bertoni, J.C. **Inundações urbanas na América do Sul**. 1. ed. Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2003. p. 45-150.

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

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

VENTURA, R. M. G. **Caracterização Ambiental e Hidrológica da Bacia do Córrego Barbado em Cuiabá-MT**. 2011. 127 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Edificações e Ambiental) - Faculdade de Arquitetura, Engenharia e Tecnologia, Universidade Federal de Mato Grosso, Cuiabá, 2011.

ZAHED FILHO, K. **Água em ambientes urbanos**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo / USP, 2006.

APÊNDICES

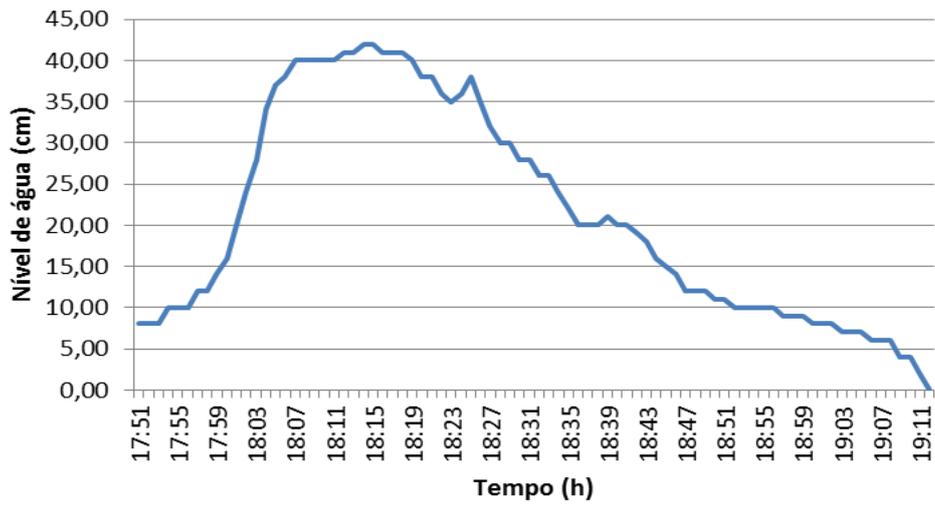
APENDICE A – Registro de Precipitação

Tabela A. Eventos de precipitação com mais de 3mm de lâmina de água monitoradas em concomitância com o monitoramento de nível do Córrego Barbado.

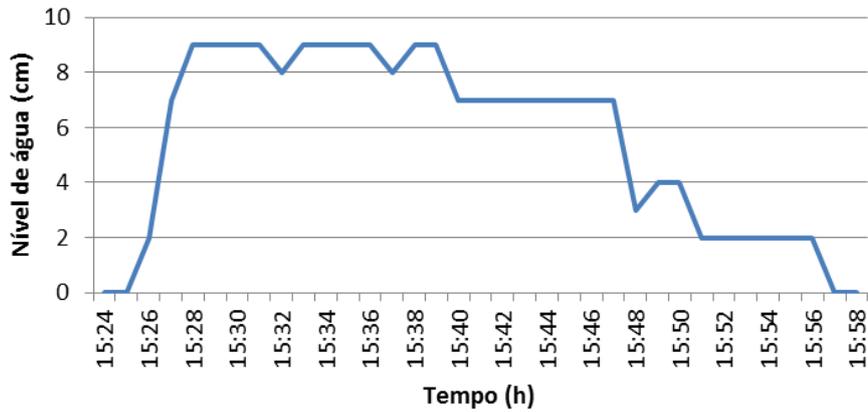
Evento	Data	Início	Término	Precipitação Total (mm)	Duração (minutos)	Intensidade (mm/h)
Evento 1	11/12/2010	16:55	17:35	23,0	40	34,5
Evento 2	30/12/2010	15:10	17:00	13,7	110	7,45
Evento 3	01/01/2011	13:55	14:20	20,0	25	48,0
Evento 4	03/01/2011	17:15	19:05	33,3	110	18,16
Evento 6	10/01/2011	15:30	16:20	19,2	50	23,04
Evento 7	14/01/2011	0:10	1:55	9,8	105	5,6
Evento 8	14/01/2011	15:10	16:25	10,3	75	8,24
Evento 9	16/01/2011	15:55	16:55	3,4	60	3,4
Evento 10	18/01/2011	14:20	15:10	32,6	50	39,12
Evento 11	19/01/2011	17:35	19:25	26	110	14,18
Evento 17	27/02/2011	15:30	16:30	17	60	17
Evento 18	04/03/2011	2:00	3:20	7,5	80	5,62
Evento 19	04/03/2011	15:15	15:35	8	20	24
Evento 20	22/03/2011	12:30	12:45	9,6	15	38,4
Evento 21	22/03/2011	15:20	16:00	10,6	40	15,9
Evento 22	26/03/2011	15:45	16:20	17,1	35	29,31
Evento 23	29/03/2011	20:30	23:20	39,8	170	14,05
Evento 24	31/03/2011	17:30	18:45	29,4	75	23,52

Nota: Os eventos 5 e de 12 a 16 não foram registrados pela Estação Pluviométrica.

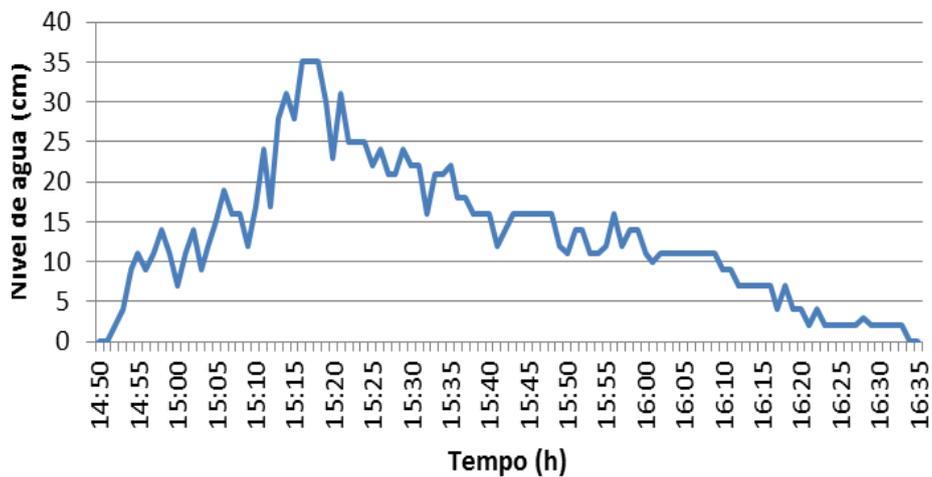
APENDICE B –Linigramas obtidos no monitoramento hidrológico



**Figura B1. Linigrama do Evento 1
ocorrido em 11/12/2010**



**Figura B2. Linigrama do Evento 2
ocorrido em 30/12/2010**



**Figura B3. Linigrama do Evento 3
ocorrido em 01/01/2011**

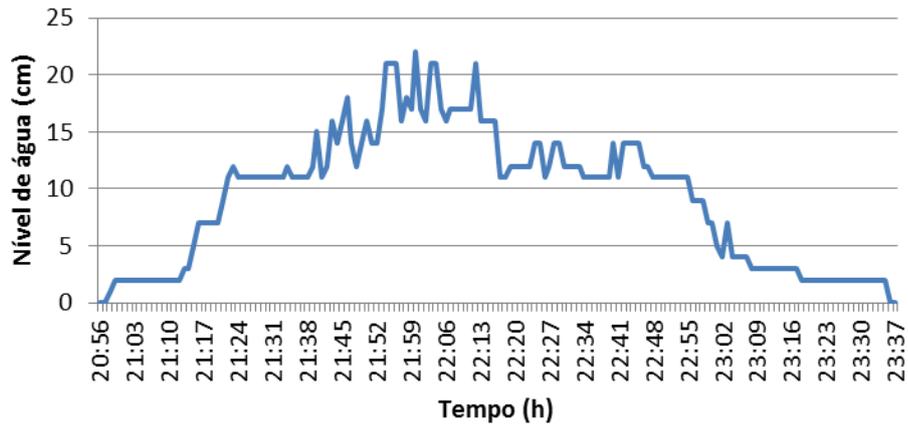


Figura B4. Linigrama do Evento 4 em 03/01/2011

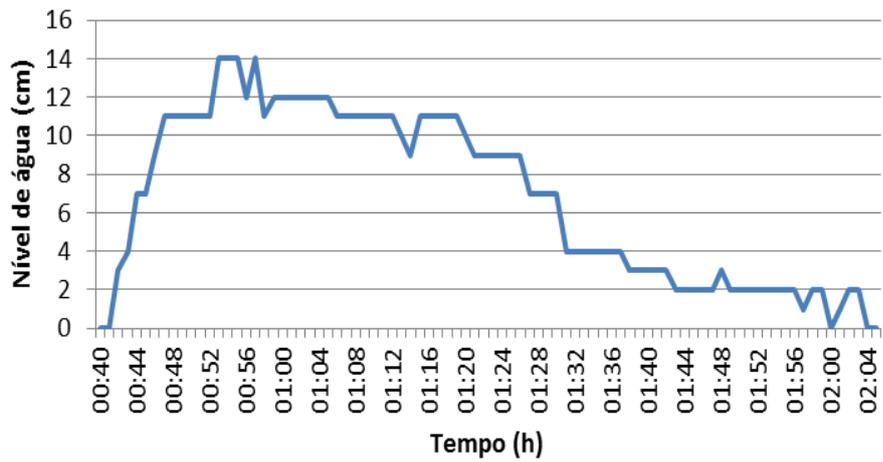


Figura B5. Linigrama do Evento 5 ocorrido em 04/01/2011

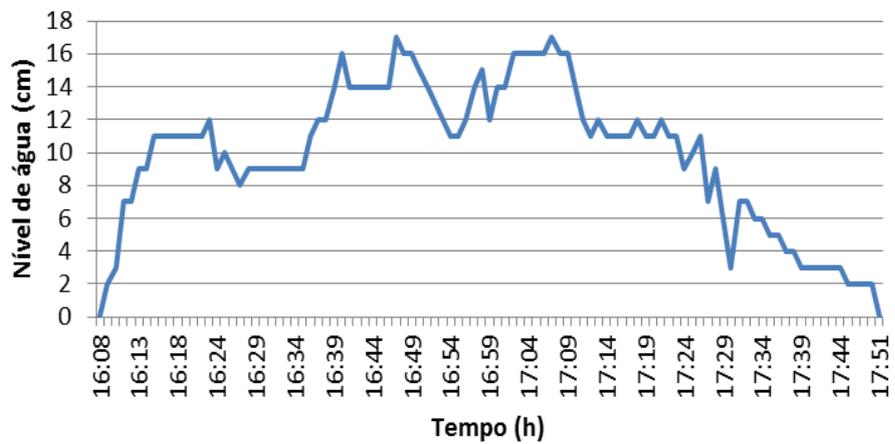
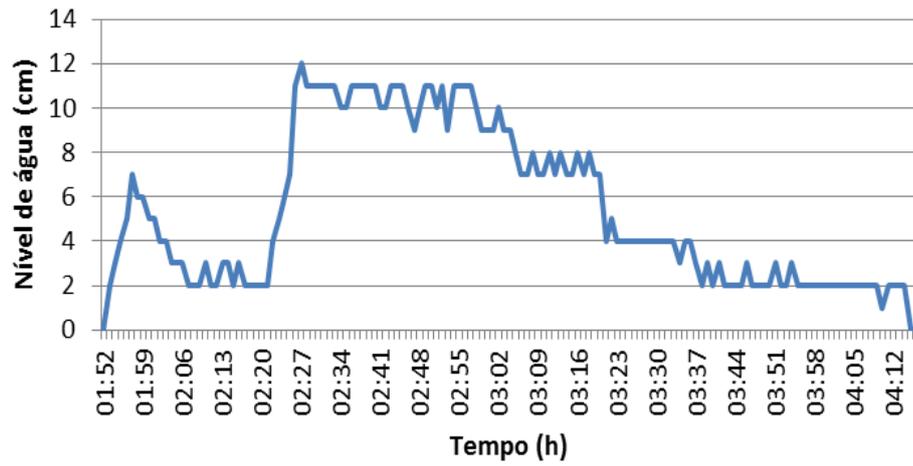
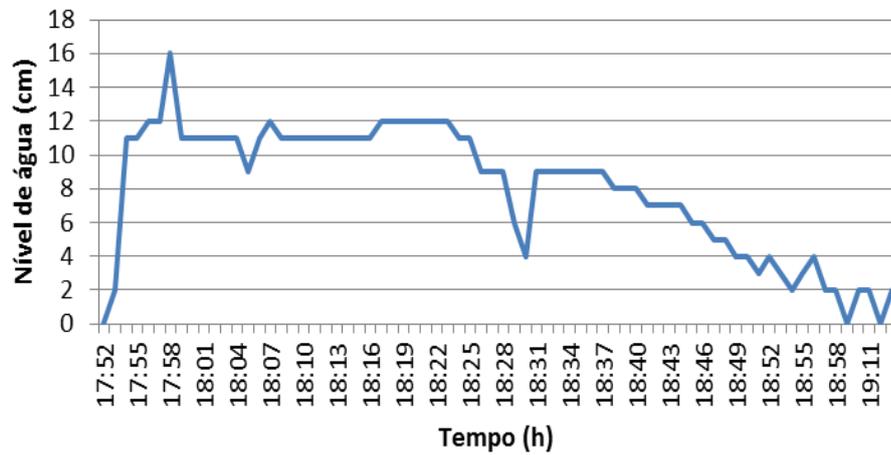


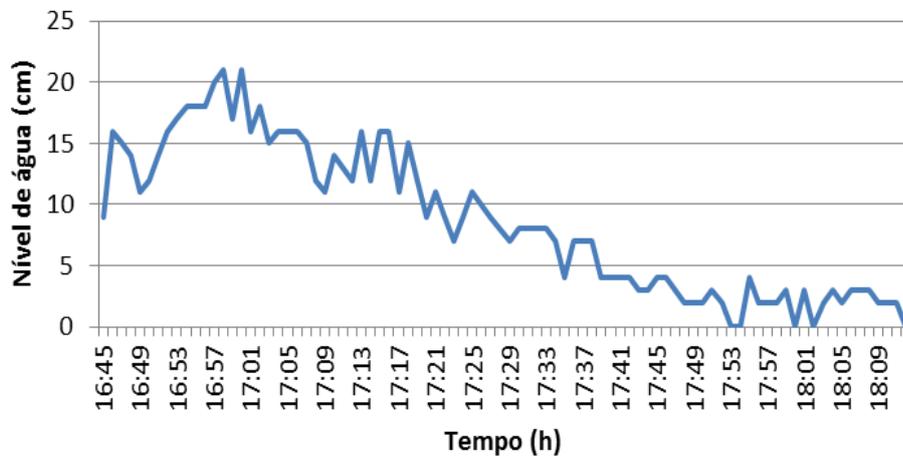
Figura B6. Linigrama do Evento 6 ocorrido em 10/01/2011



**Figura B7. Linigrama do Evento 7
ocorrido em 14/01/2011**



**Figura B8. Linigrama do Evento 8
ocorrido em 14/01/2011**



**Figura B9. Linigrama do Evento 9
ocorrido em 16/01/2011**

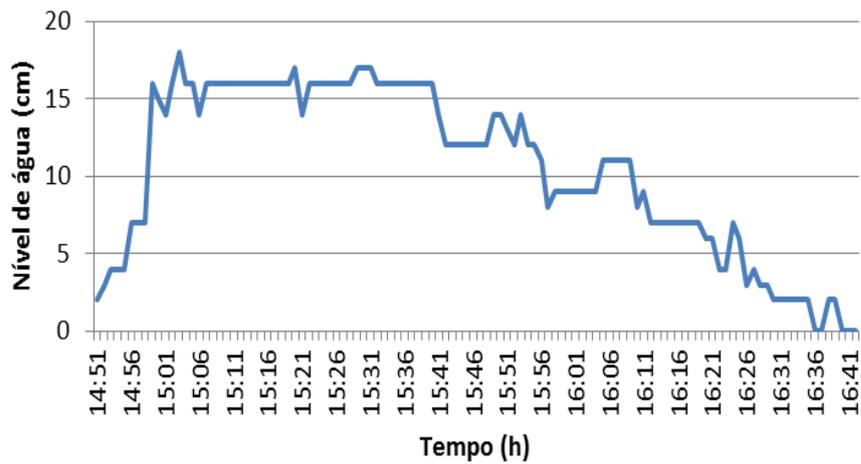


Figura B10. Linigrama do Evento 10 ocorrido em 18/01/2011

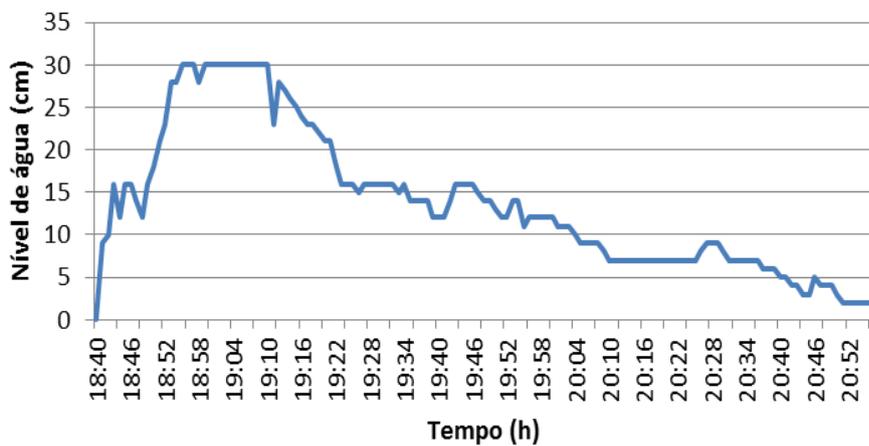


Figura B11. Linigrama do Evento 11 ocorrido em 19/01/2011

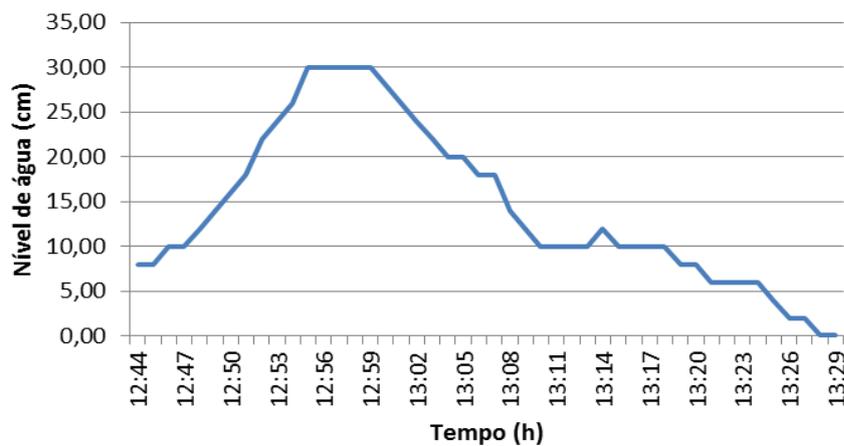
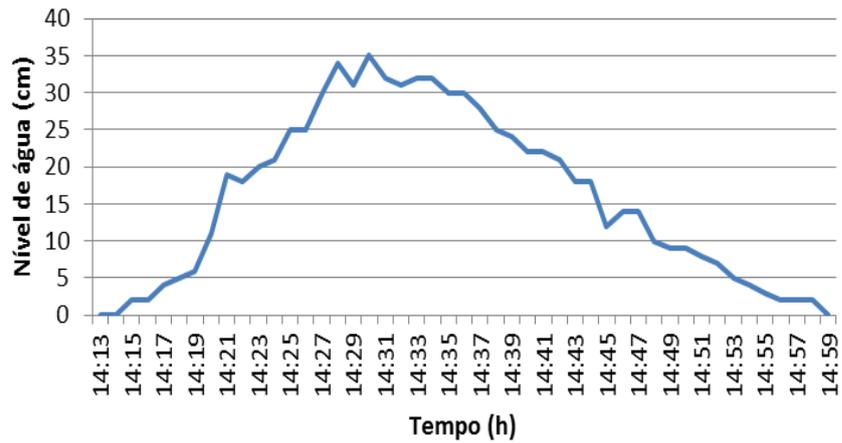
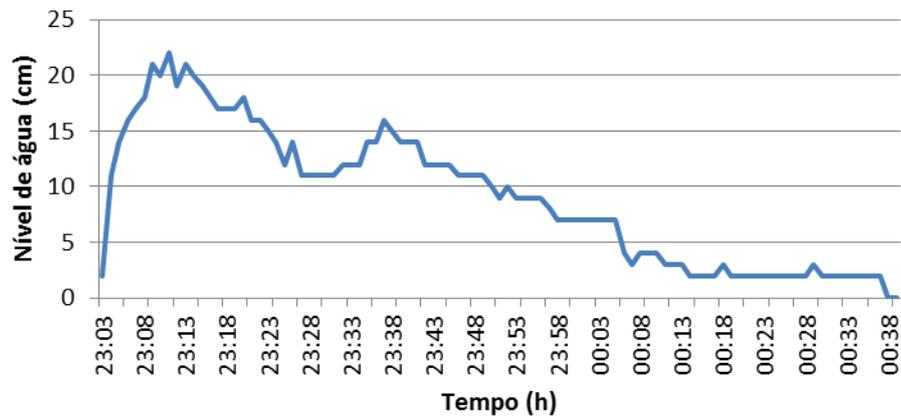


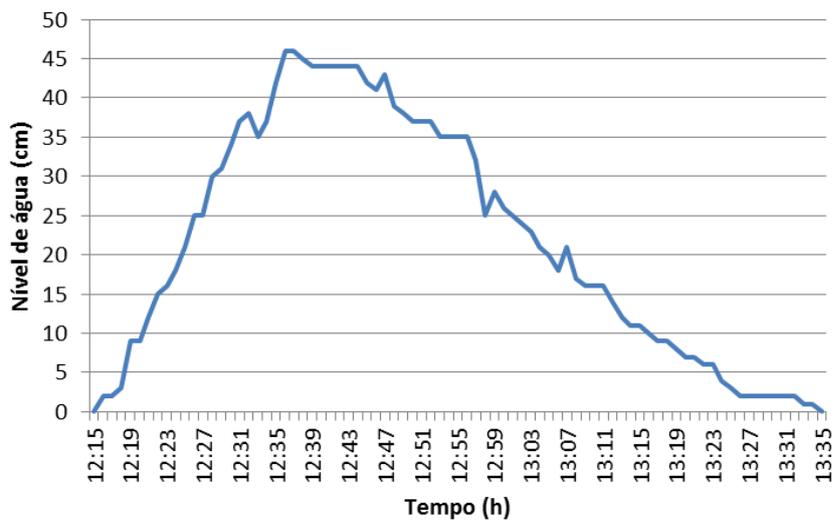
Figura B12. Linigrama do Evento 12 ocorrido em 06/02/2011



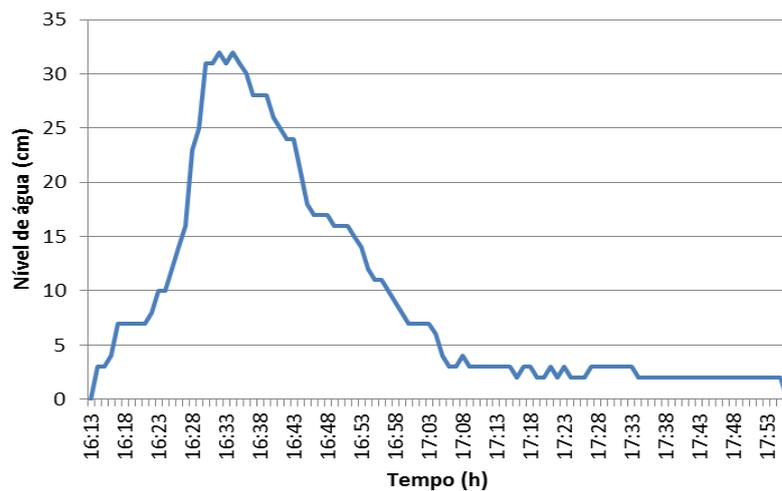
**Figura B13. Linigrama do Evento 13
ocorrido em 13/02/2011**



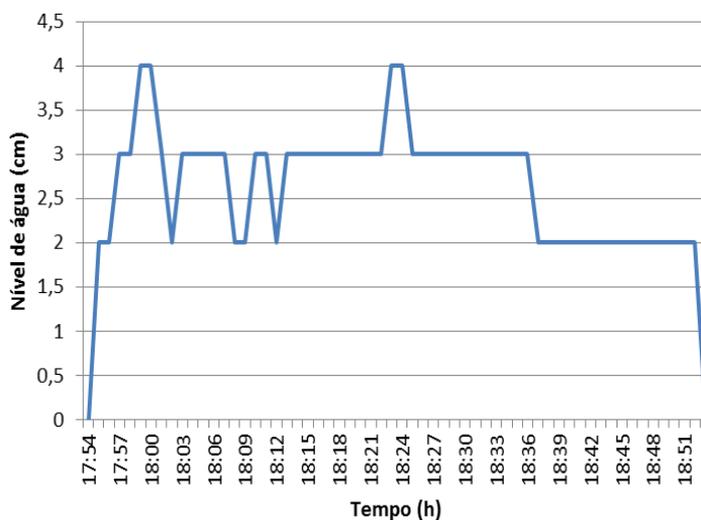
**Figura B14. Linigrama do Evento 14
ocorrido em 13/02/2011**



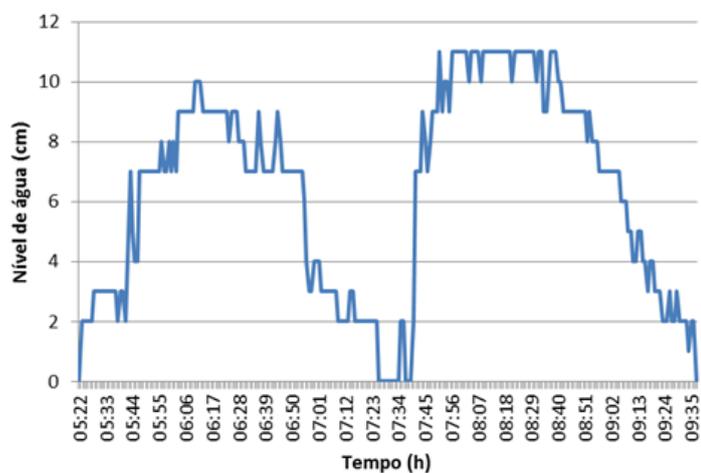
**Figura B15. Linigrama do Evento 15
ocorrido em 15/02/2011**



**Figura B16. Linigrama do Evento 16
ocorrido em 16/02/2011**



**Figura B17. Linigrama do Evento 17
ocorrido em 27/02/2011**



**Figura B18. Linigrama do Evento 18
ocorrido em 04/03/2011**

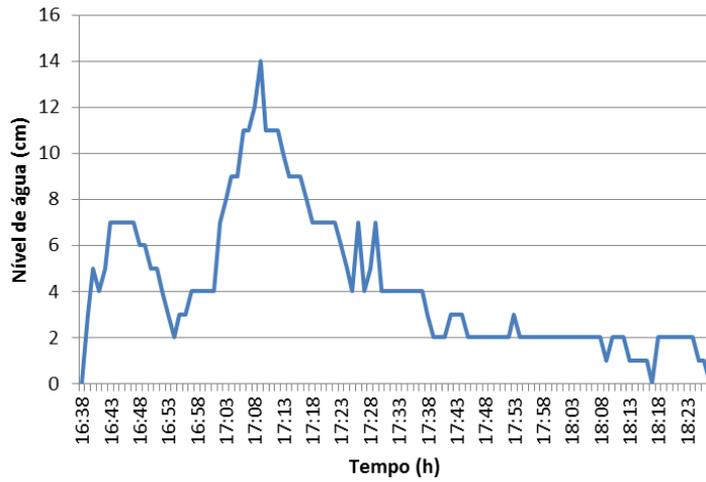


Figura B19. Linigrama do Evento 19 ocorrido em 04/03/2011

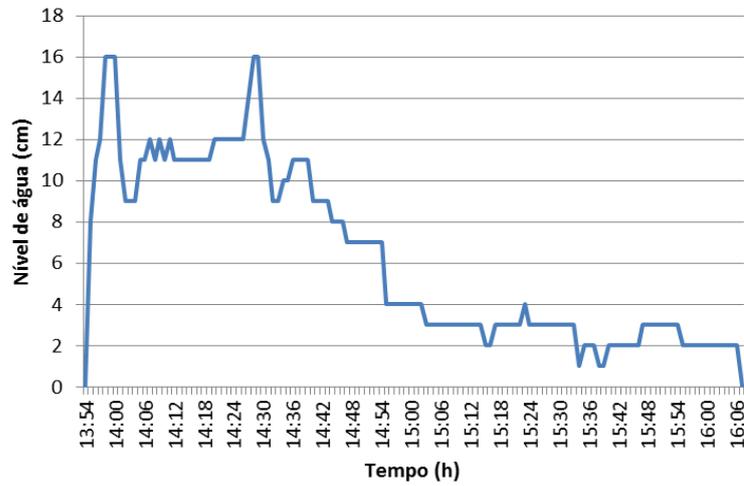


Figura B20. Linigrama do Evento 20 ocorrido em 22/03/2011

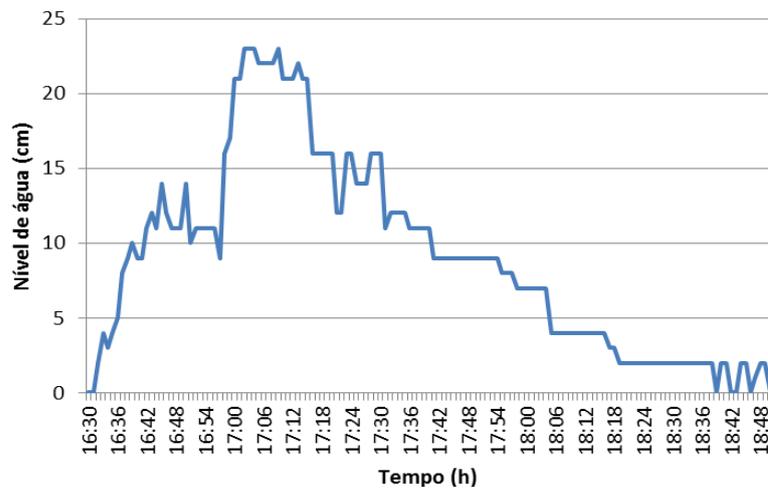
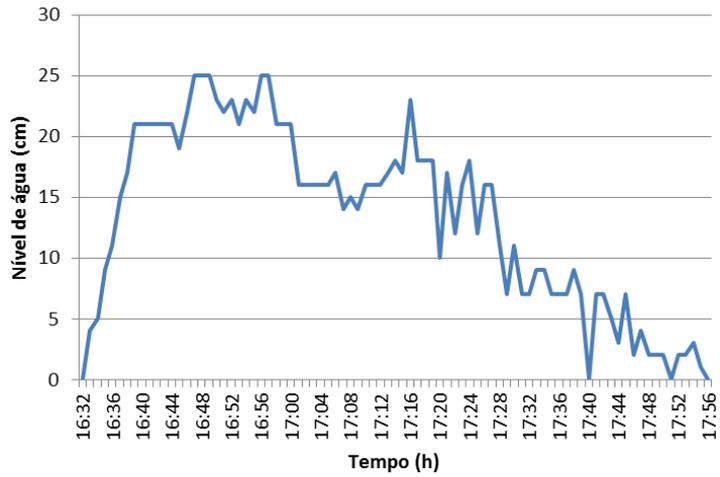
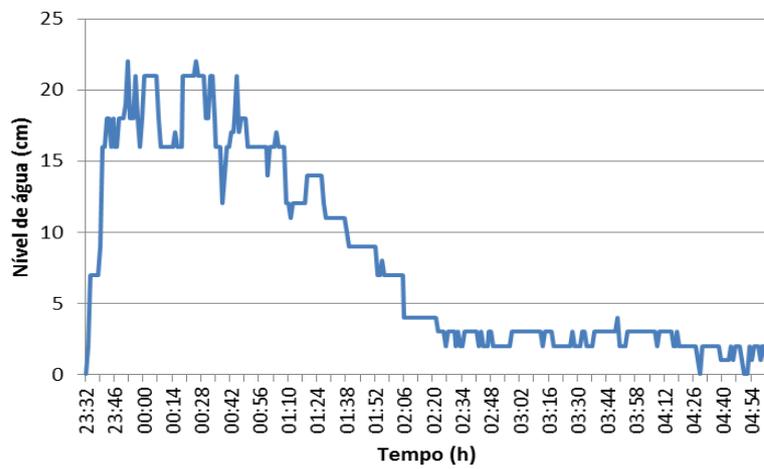


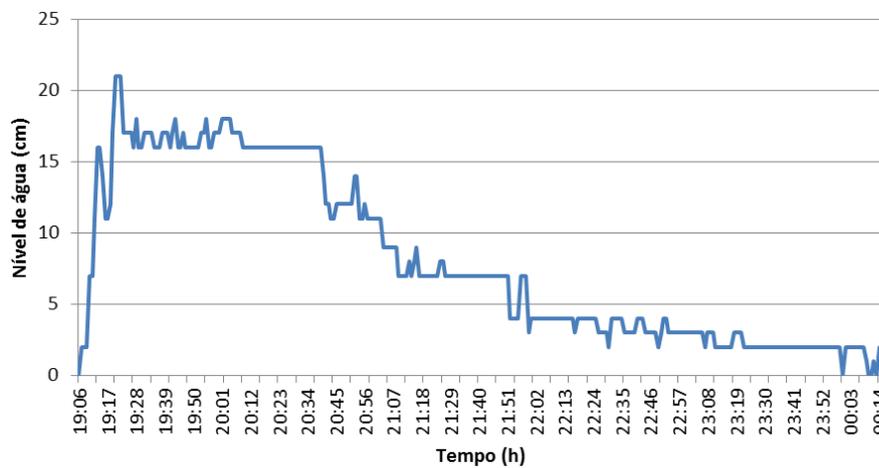
Figura B21. Linigrama do Evento 21 ocorrido em 22/03/2011



**Figura B22. Linigrama do Evento 22
ocorrido em 26/03/2011**



**Figura B23. Linigrama do Evento 23
ocorrido em 29 e 30/03/2011**



**Figura B24. Linigrama do Evento 24
ocorrido em 31/03/2011**

APENDICE C – Hidrogramas obtidos a partir da curva-chave

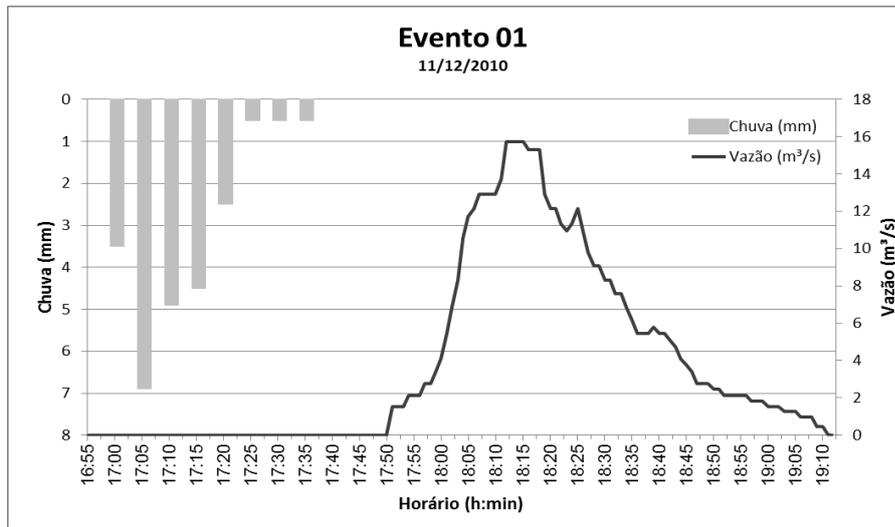


Figura C1. Hidrograma do Evento 01

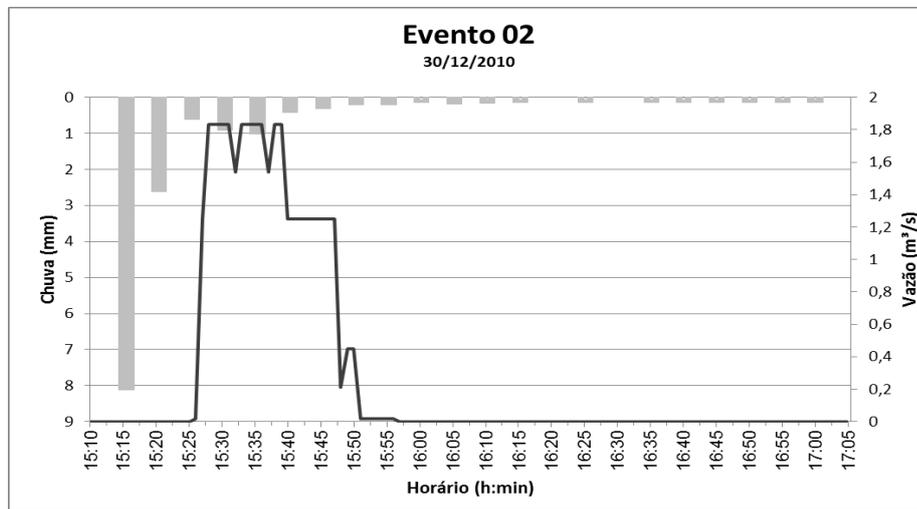


Figura C2. Hidrograma do Evento 02

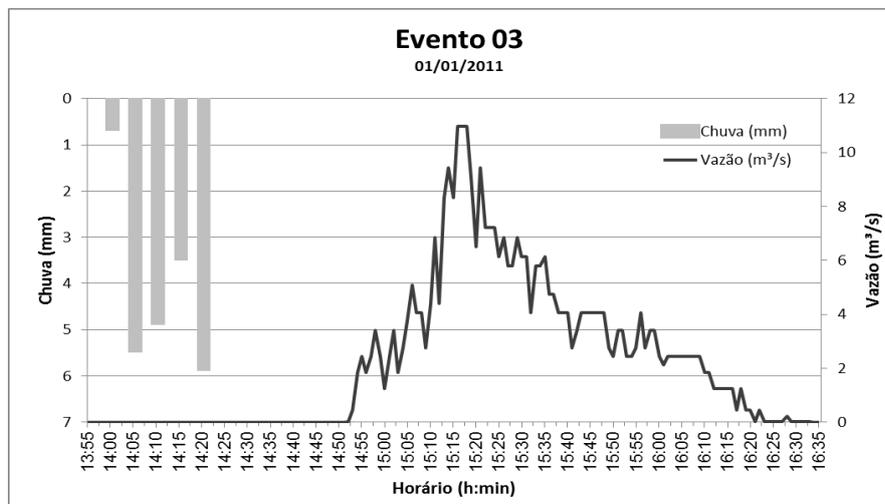


Figura C3. Hidrograma do Evento 03

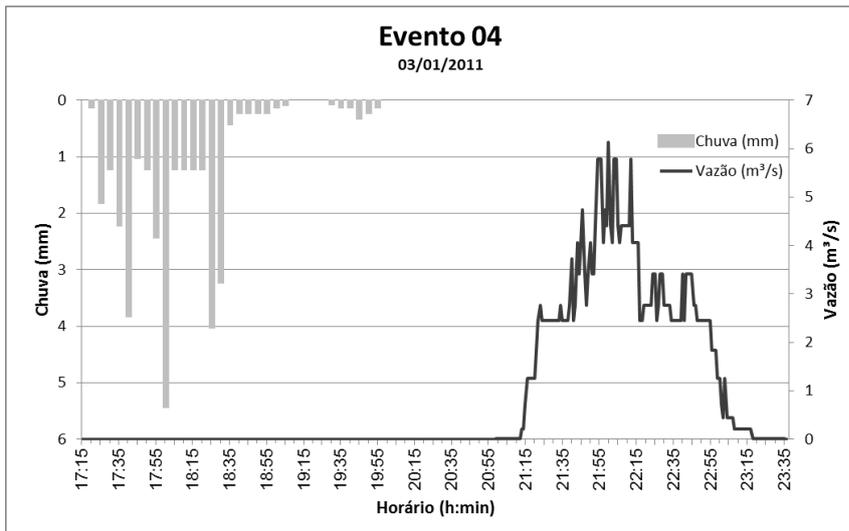


Figura C4. Hidrograma do Evento 04

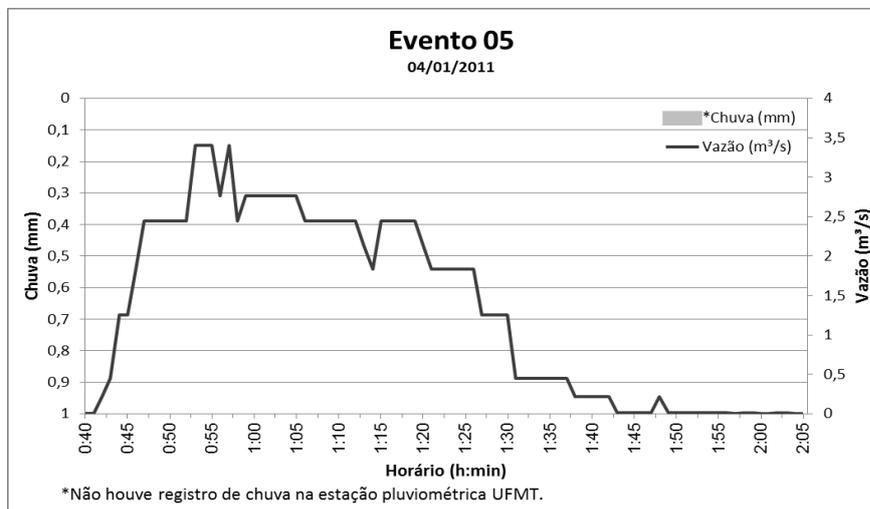


Figura C5. Hidrograma do Evento 05

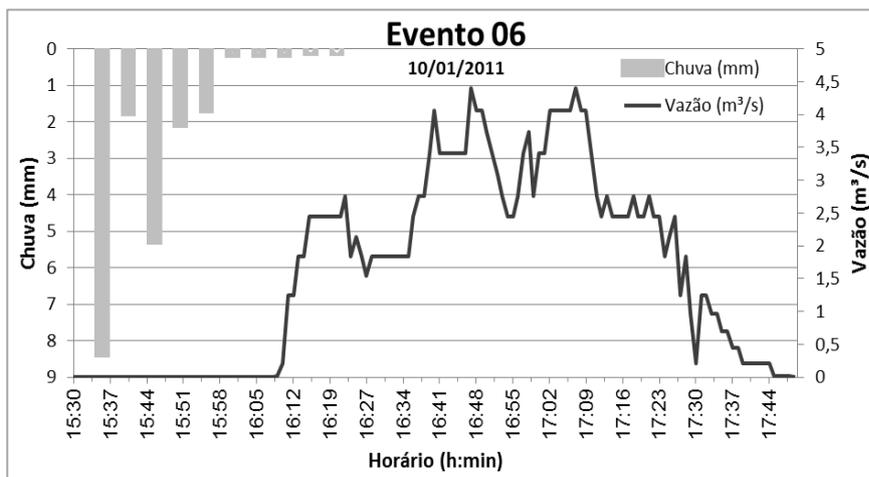


Figura C6. Hidrograma do Evento 06

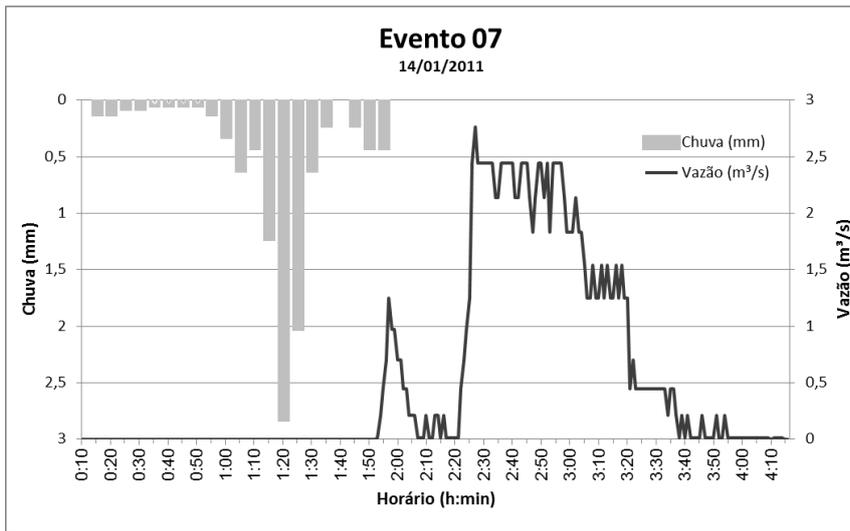


Figura C7. Hidrograma do Evento 07

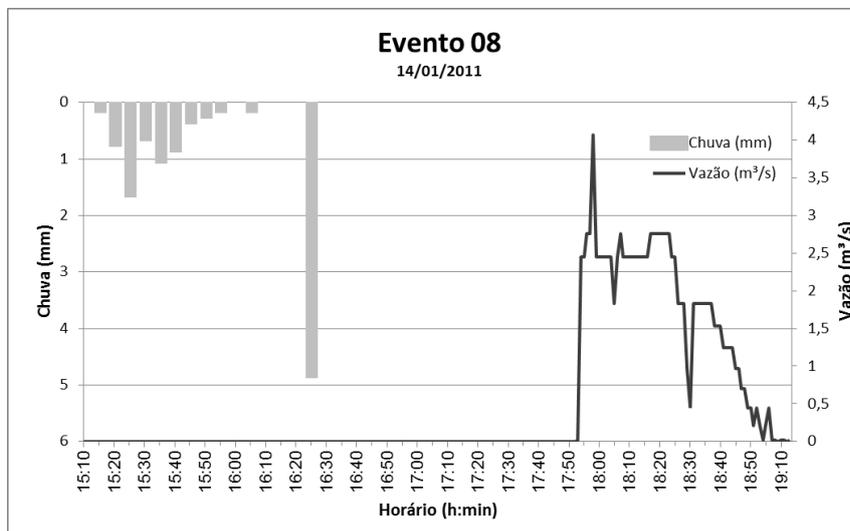


Figura C8. Hidrograma do Evento 08

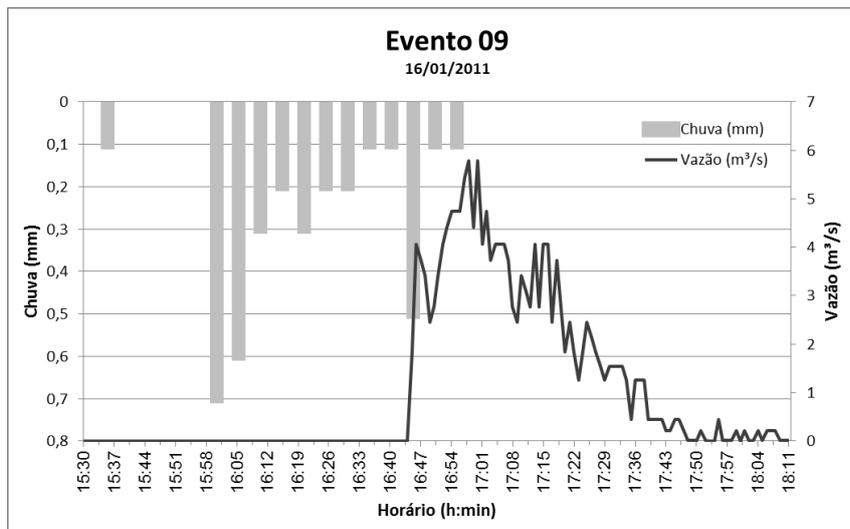


Figura C9. Hidrograma do Evento 09

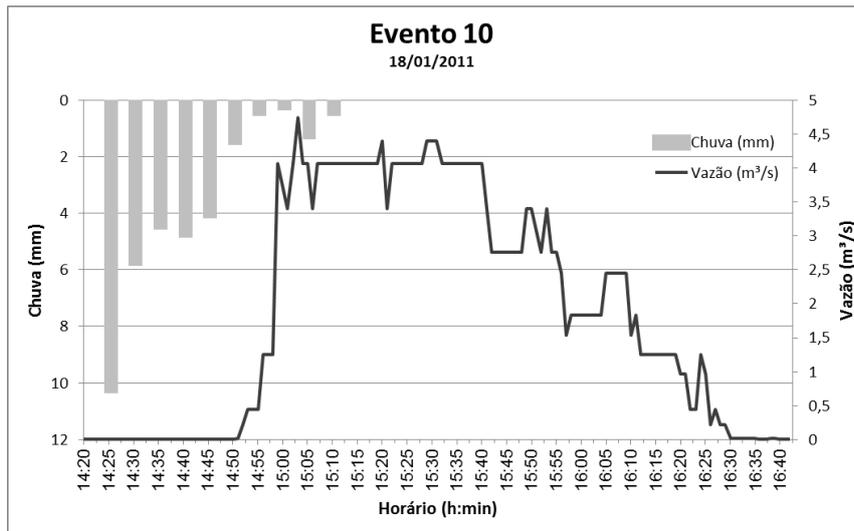


Figura C10. Hidrograma do Evento 10

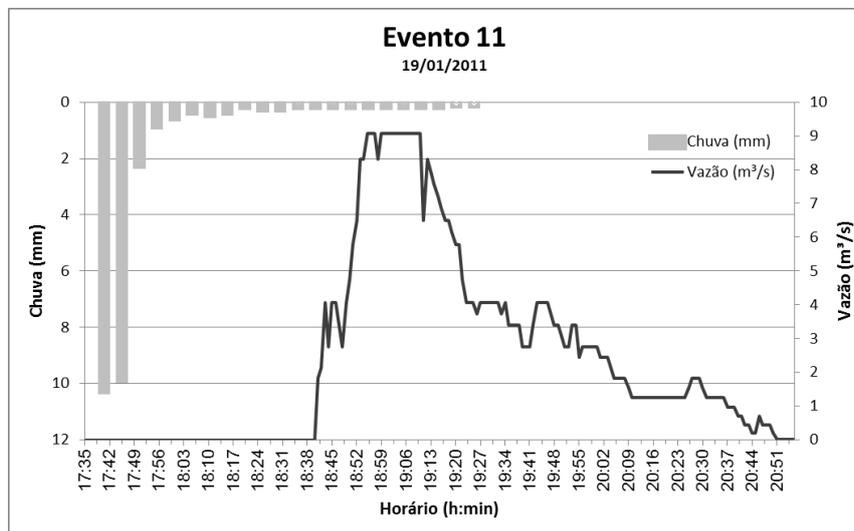


Figura C11. Hidrograma do Evento 11

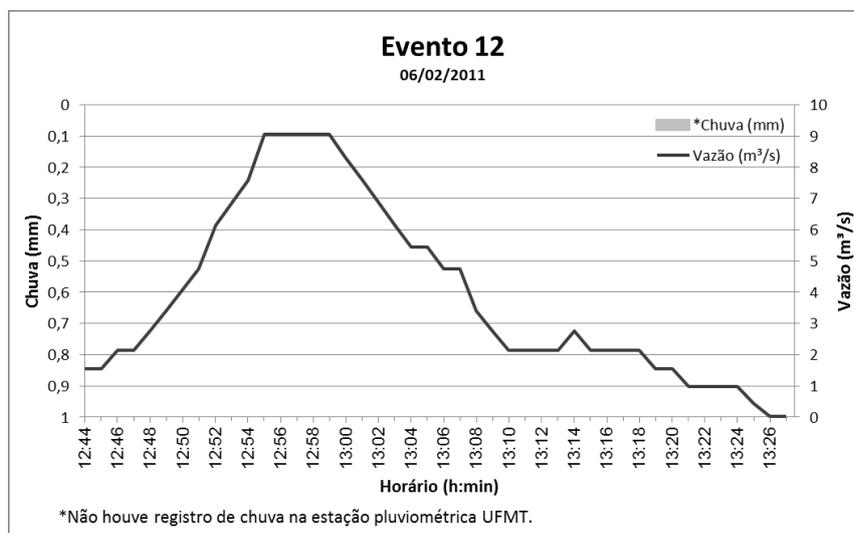


Figura C12. Hidrograma do Evento 12



Figura C13. Hidrograma do Evento 13

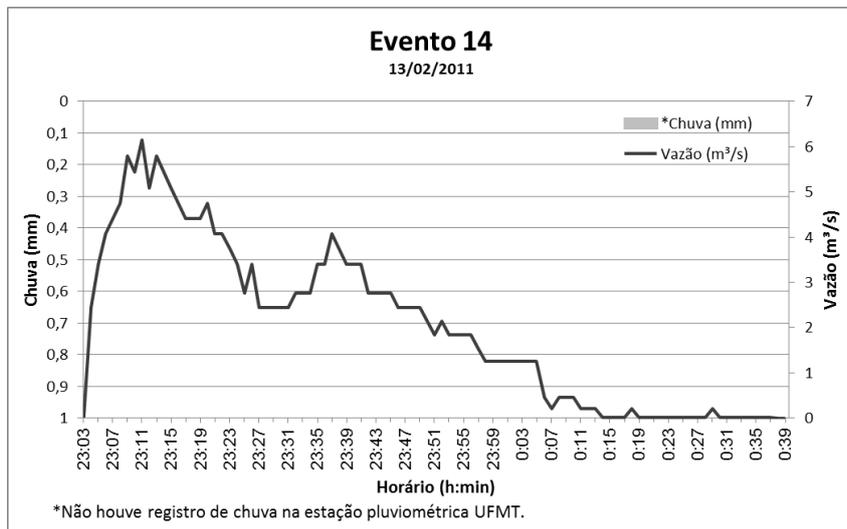


Figura C14. Hidrograma do Evento 14

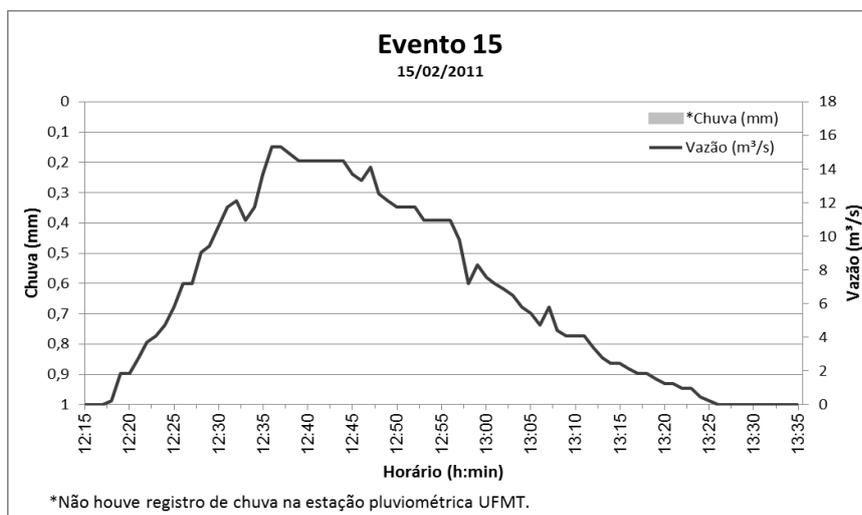


Figura C15. Hidrograma do Evento 15

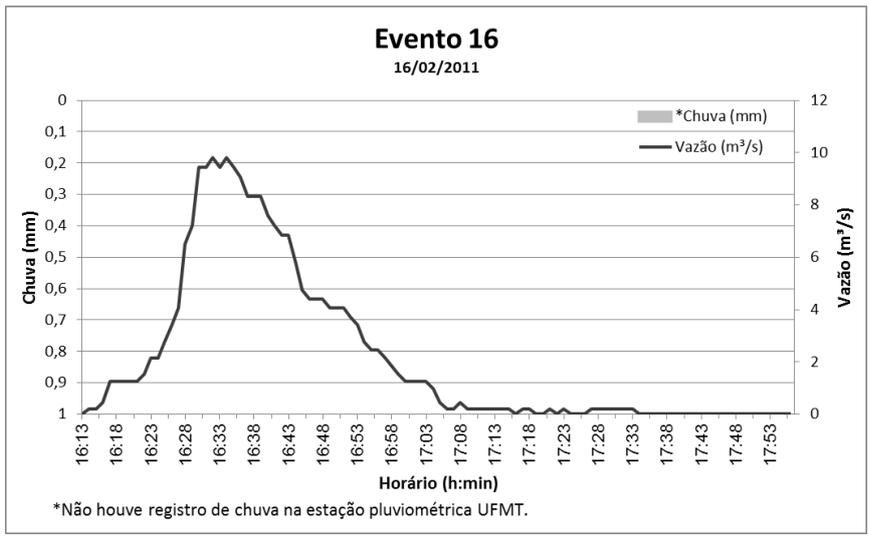


Figura C16. Hidrograma do Evento 16

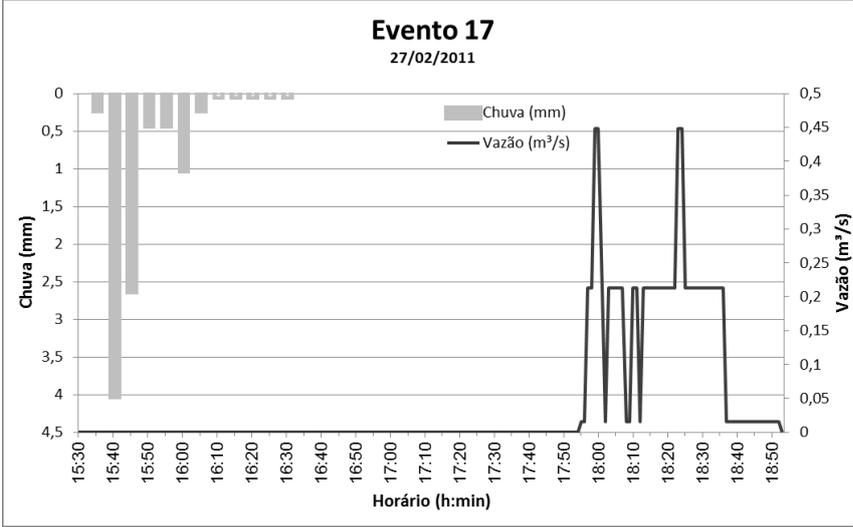


Figura C17. Hidrograma do Evento 17

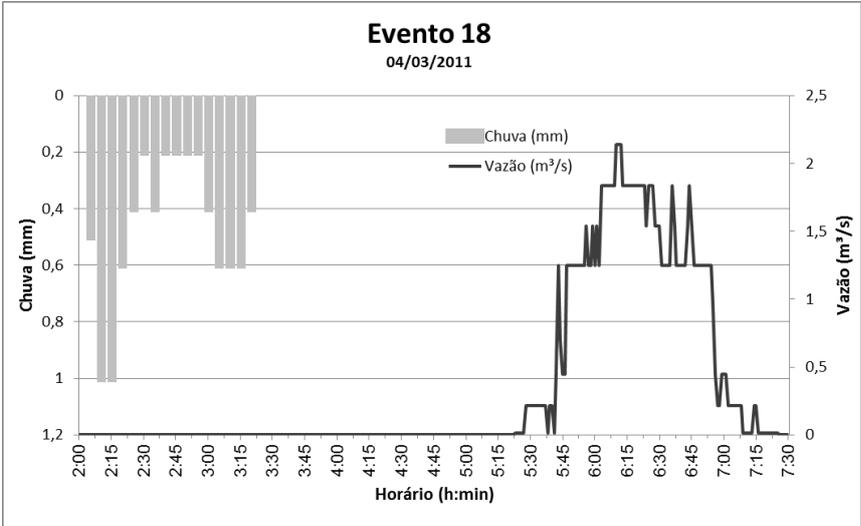


Figura C18. Hidrograma do Evento 18

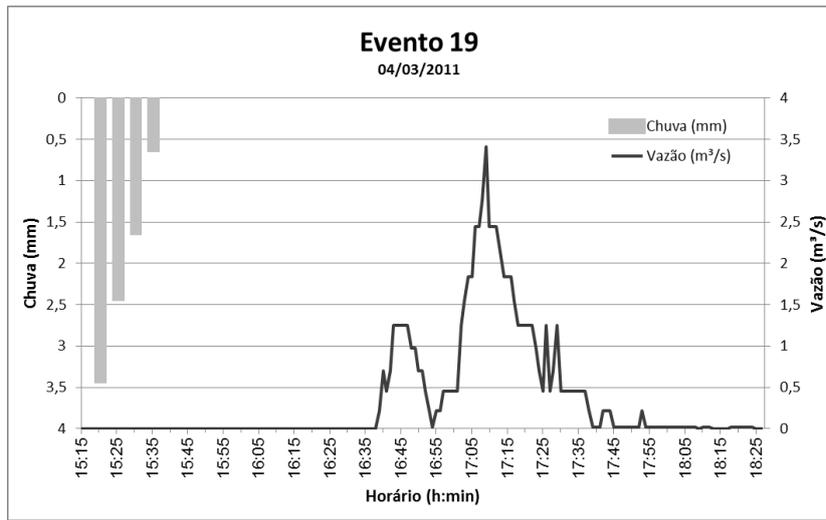


Figura C19. Hidrograma do Evento 19

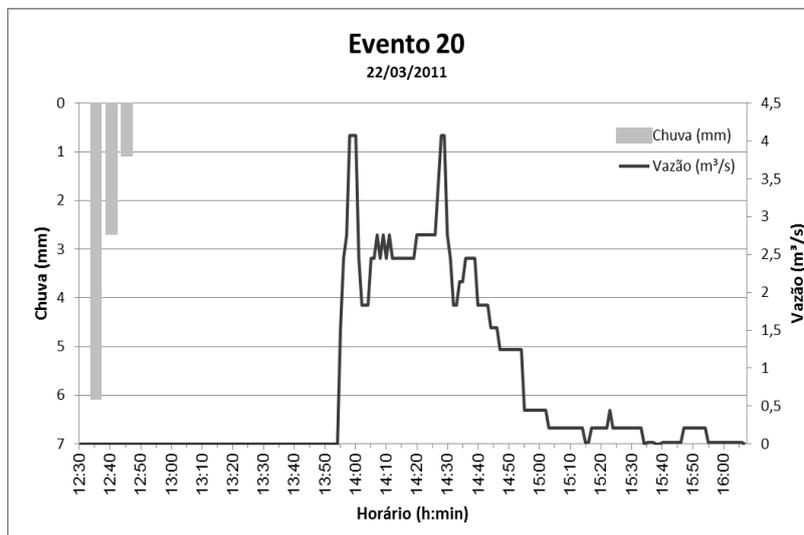


Figura C20. Hidrograma do Evento 20

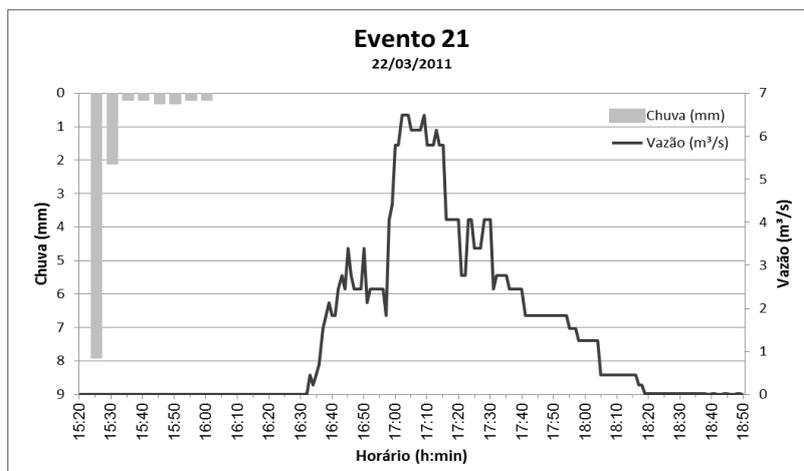


Figura C21. Hidrograma do Evento 21

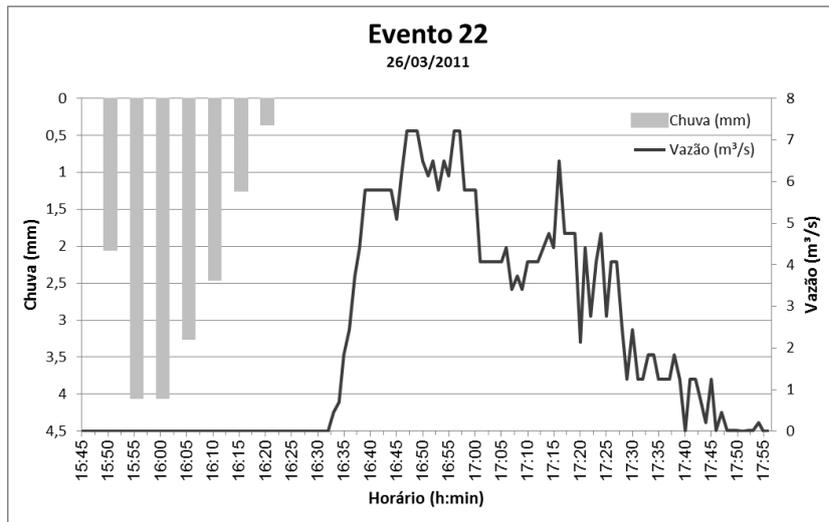


Figura C22. Hidrograma do Evento 22

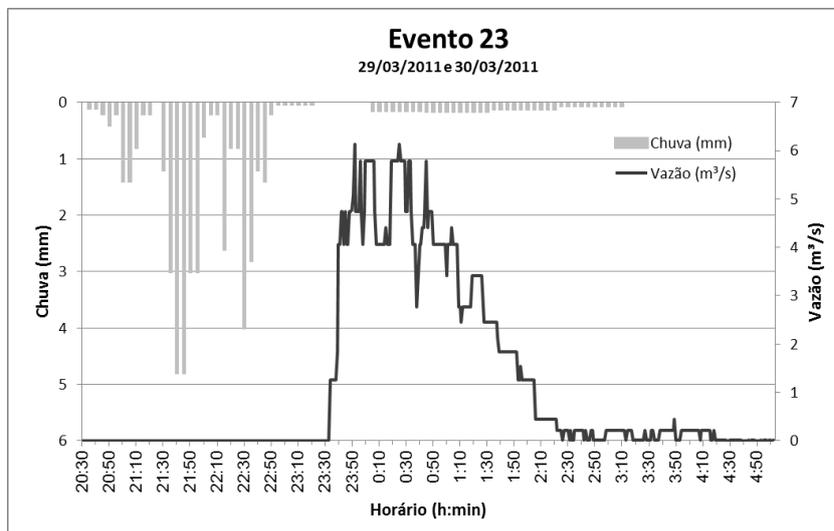


Figura C23. Hidrograma do Evento 23

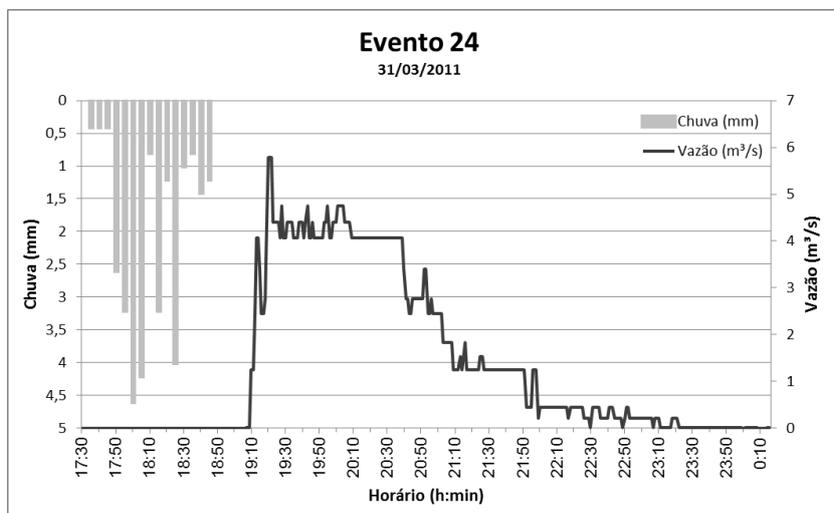


Figura C24. Hidrograma do Evento 24

APÊNDICE D –Detalhamento das seções transversais

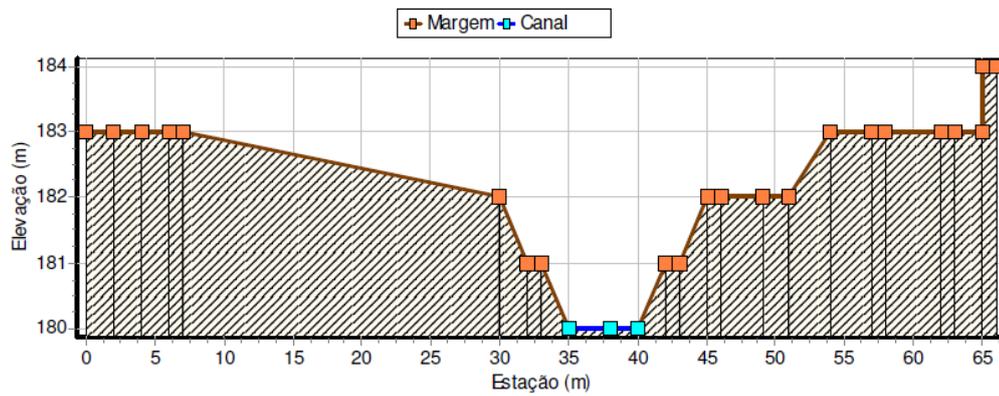


Figura D1. Seção transversal do conduto C1

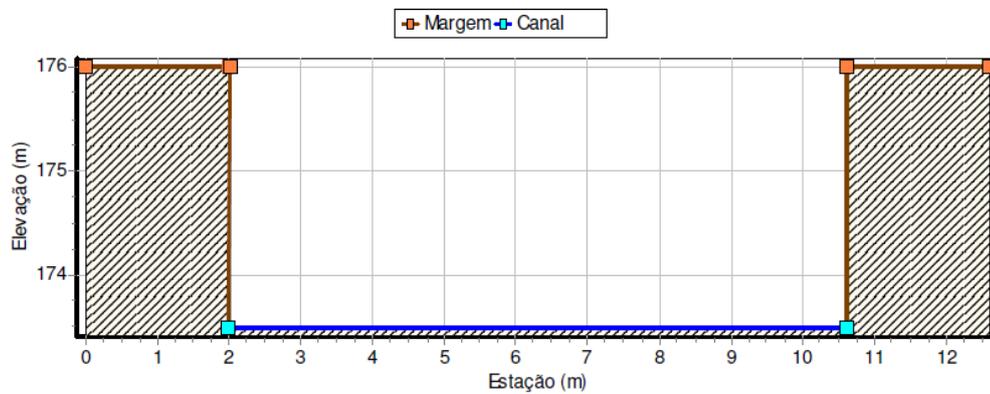


Figura D2. Seção transversal do conduto C2

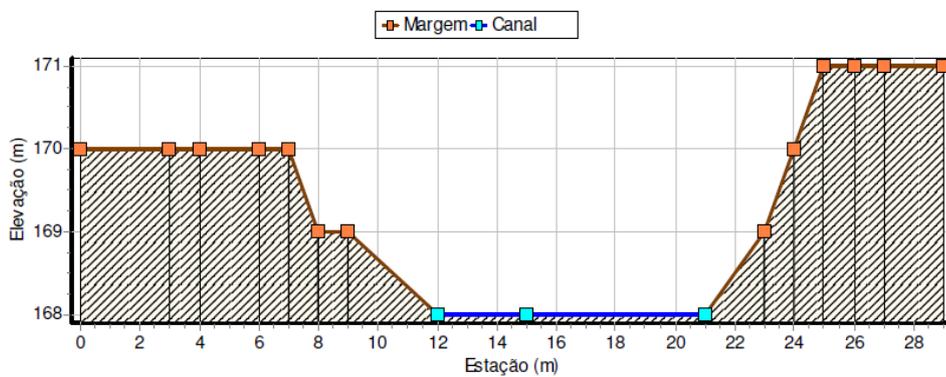


Figura D3. Seção transversal do conduto C3

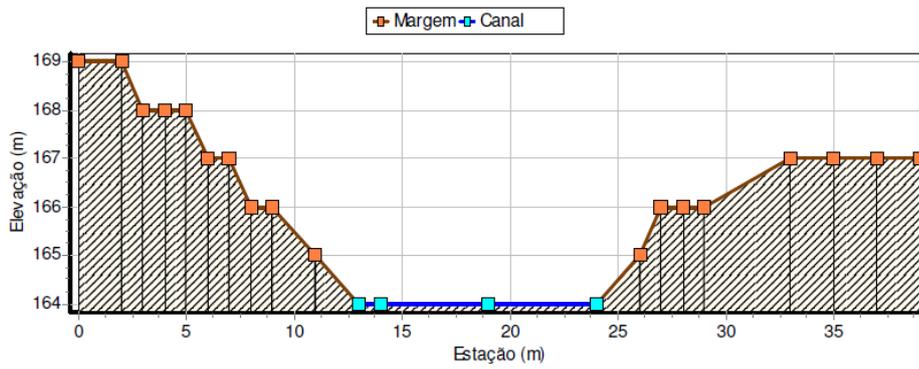


Figura D4. Seção transversal do conduto C4

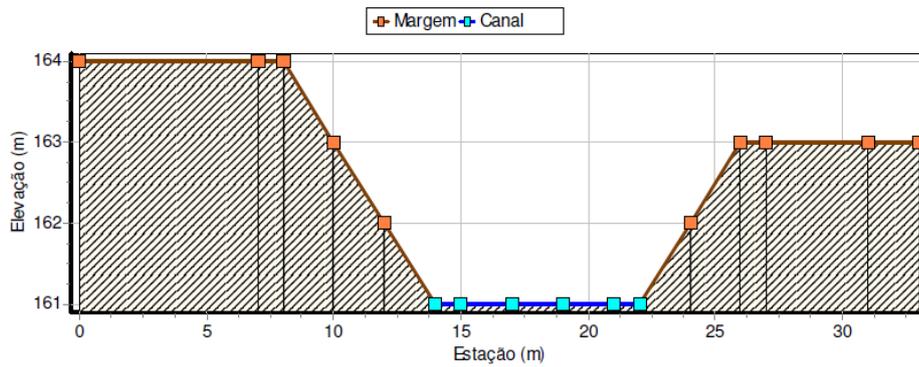


Figura D5. Seção transversal do conduto C5

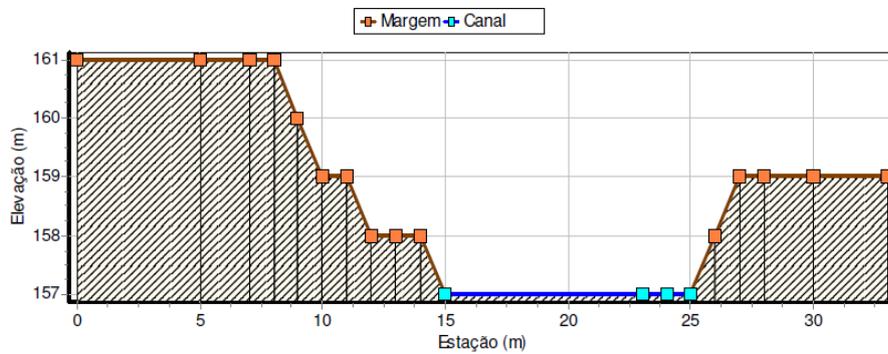


Figura D6. Seção transversal do conduto C6

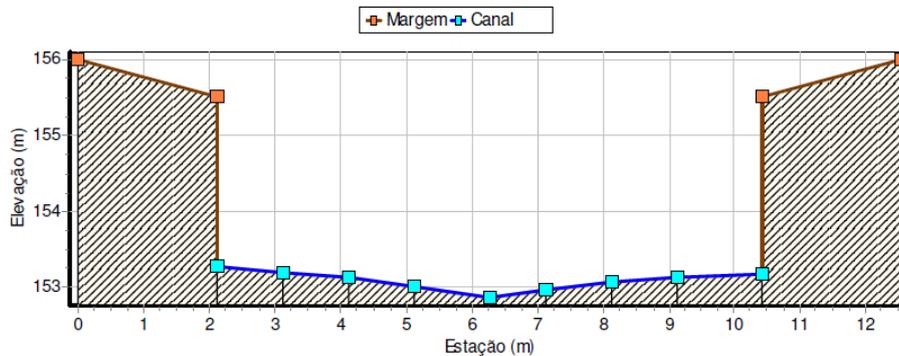


Figura D7. Seção transversal do conduto C7

ANEXO

ANEXO A – Métodos computacionais adotados pelo SWMM (LEEHS, 2012)

O SWMM é um modelo de simulação física que utiliza soluções discretas ao longo do tempo. Utiliza os princípios de conservação de massa, de energia e da quantidade de movimento quando apropriado. A seguir serão apresentados as equações e procedimentos de cálculo realizados pelo SWMM para os processos físicos que foram utilizados neste trabalho: escoamento superficial, infiltração, propagação de fluxos e inundações e alagamentos.

- Escoamento Superficial

Cada sub-bacia é tratada como um reservatório não linear. As contribuições são provenientes dos diferentes tipos de precipitação (chuva, neve) e das contribuições das sub-bacias situadas a montante. O fluxo de saída pode ser a infiltração, evaporação e o escoamento superficial. A capacidade de reservamento é dada pelo valor máximo do armazenamento em depressões, que é o valor máximo armazenável na superfície por alagamento, encharcamento e interceptação.

A Figura A1 ilustra a visão conceitual do escoamento superficial utilizada pelo SWMM. Tem-se que o escoamento superficial por unidade “ Q ” ocorre somente quando a profundidade da água no “reservatório” excede o valor máximo do armazenamento em depressões (d_p). Neste caso, Q é calculado pela equação de Manning. A lâmina de água no reservatório (d) da sub-bacia é recalculada de forma contínua no tempo (t) mediante a resolução numérica do balanço hídrico na sub-bacia.

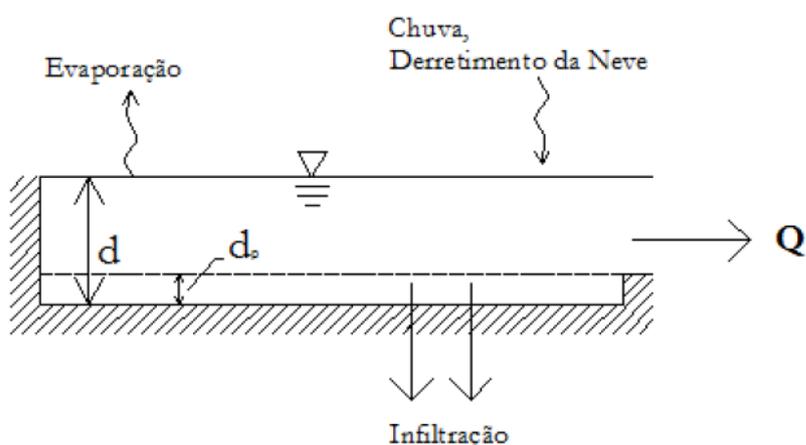


Figura A1. Visão conceitual do escoamento em SWMM

- Infiltração

A infiltração é o fenômeno pelo qual a água da chuva penetra na zona não saturada do solo da área permeável da sub-bacia. O SWMM permite selecionar um modelo entre três opções: Equação de Horton, Método Green-Ampt e Método do SCS. Neste estudo foi utilizado o modelo de infiltração de Horton.

- Equação de Horton: calcula a capacidade de infiltração no solo como uma função no tempo:

$$I = I_b + (I_0 - I_b)e^{-kt} \quad (16)$$

Em que,

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

I_b = taxa mínima de infiltração, mm/h

I_0 = taxa de infiltração máxima, mm/h

k = constante da taxa de decréscimo na capacidade de infiltração, h^{-1} ;

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

Este método se baseia em observações empíricas, mostrando que a infiltração decresce exponencialmente desde um valor inicial máximo até um certo valor mínimo ao longo do evento da chuva. Os parâmetros da entrada, necessários para este método, são as taxas de infiltração máxima e mínima, o coeficiente de decaimento que descreve o quanto a infiltração decresce rapidamente ao longo do tempo e o tempo necessários para secar totalmente um solo completamente saturado.

O SWMM também permite ajustar a taxa de recuperação de infiltração a um valor fixo, em uma base mensal, para contabilizar a variação sazonal da taxa de evaporação dos níveis das águas subterrâneas. Este modo operacional, opcional e mensal, é especificado com os dados de evaporação do projeto.

- Propagação de Fluxos

O transporte de água em um conduto está regido pelas equações de conservação de massa e da quantidade de movimento, para fluxo gradualmente variado não permanente (isto é, as equações de Saint Venant). O usuário do SWMM

pode selecionar o nível de sofisticação que deseja para resolver estas equações. Para isso, existem três modelos hidráulicos de transporte:

- O fluxo em Regime Uniforme;
- A onda Cinemática;
- A Onda Dinâmica.

Neste trabalho foi utilizado o modelo da Onda Dinâmica descrito a seguir:

Modelo da Onda Dinâmica

O modelo de transporte da Onda Dinâmica resolve as equações completa unidimensionais de Saint Venant e, portanto, teoricamente, gera resultados mais precisos. Esta equação resulta da aplicação da equação da continuidade e da quantidade de movimento nos condutos e da equação da continuidade dos volumes nos nós.

Com este modelo de transporte é possível representar o fluxo pressurizado quando um conduto fechado se encontra completamente cheio, de forma que a vazão que circula pelo mesmo pode ultrapassar o valor de vazão do tubo completamente cheio, obtido através da equação de Manning. Inundações ocorrem no sistema quando a profundidade da água nos nós excede o valor máximo disponível nos mesmos. O excesso de vazão gerado pode ser perdido ou empoçar na parte superior do nó, reentrando posteriormente no sistema de drenagem.

O modelo de transporte da Onda Dinâmica pode levar em conta o armazenamento nos condutos, o ressalto hidráulico, as perdas nas entradas e saídas dos condutos, o remanso e o fluxo pressurizado. Considerando que o modelo calcula, de forma simultânea, os valores dos níveis de água nos nós e as vazões nos condutos, ele pode ser aplicado para qualquer tipo de traçado da rede de drenagem, mesmo àquele que contém nós com múltiplos divisores de fluxo a jusante ou às redes malhadas. Trata-se de método de resolução adequado para sistemas em que são importantes os fenômenos de ressalto hidráulico e remanso, originados por controles a jusante ou pela presença de elementos de regulação tais com orifícios e vertedores. O custo que geralmente é necessário se pagar pelo emprego deste método é a necessidade de utilizar incrementos de tempo de cálculo muito menores, da ordem de 1 minuto ou menos. Durante o cálculo, o SWMM reduzirá automaticamente o incremento de tempo de cálculo máximo definido pelo usuário, para manter a estabilidade numérica da análise.

Em todos os métodos de transporte hidráulico, o SWMM utiliza a equação de Manning para relacionar vazão à profundidade de escoamento, à inclinação do conduto ou à linha de água. Uma exceção é o caso dos escoamentos pressurizados em condutos circulares, onde as equações de Hazen-Williams ou de Darcy-Weisbach são utilizadas.

- Alagamento

Normalmente, nos modelos de transporte, quando a vazão em uma conexão do sistema excede a capacidade máxima a jusante, produz-se um volume em excesso que será perdido. Uma opção, que o programa apresenta, consiste em armazenar este excesso de volume na parte superior do nó, em forma de um alagamento de água, de forma que ele retorna ao sistema quando sua capacidade permitir. Nos modelos do regime e da onda cinemática, a água acumulada simplesmente se armazena com um excesso de volume. No caso do modelo da onda dinâmica, onde a propagação do fluxo está condicionada pelos níveis de água nos nós, este excesso de volume constitui-se em um volume de inundação na parte superior do nó, com uma área superficial constante, o qual gera uma carga suplementar. Esta área superficial, de valor constante, é um parâmetro atribuído ao nó.

Alternativamente, o usuário pode desejar representar o fluxo de inundação na superfície, de forma explícita. No caso de canais abertos, isto pode incluir a inundação de estradas com pontes ou travessias por cima de bueiros ou planícies inundáveis. Nos condutos fechados, as inundações à superfície podem ocorrer nas ruas, becos, ou em outras vias superficiais que carregam a água até outra entrada disponível do sistema de drenagem. As inundações nas superfícies, também, podem escoar para depressões do terreno tais com estacionamentos, sótãos, quintais ou áreas similares.