



UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



LUCAS GABRIEL WINTER

**ELABORAÇÃO DE MANCHAS DE INUNDAÇÃO NA ÁREA
CENTRAL DE PATO BRANCO CONSIDERANDO ASPECTOS
URBANÍSTICOS**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

PATO BRANCO
2018

LUCAS GABRIEL WINTER

**ELABORAÇÃO DE MANCHAS DE INUNDAÇÃO NA ÁREA
CENTRAL DE PATO BRANCO CONSIDERANDO ASPECTOS
URBANÍSTICOS**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná como requisito parcial para obtenção do título de “Mestre em Engenharia Civil” - Área de conhecimento: Meio Ambiente.

Professor Orientador: Dr. Ney Lyzandro Tabalipa.

PATO BRANCO

2018

W784e Winter, Lucas Gabriel.
Elaboração de manchas de inundação na área central de Pato Branco considerando aspectos urbanísticos / Lucas Gabriel Winter. -- 2018.
136 f. : il. ; 30 cm.

Orientador: Prof. Dr. Ney Lyzandro Tabalipa
Dissertação (Mestrado) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Pato Branco, PR, 2018.

Bibliografia: f. 127 - 136.

1. Inundações. 2. escoamento urbano. 3. Drenagem. I. Tabalipa, Ney Lyzandro, orient. II. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 22. ed. 624

Ficha Catalográfica elaborada por
Suélem Belmudes Cardoso CRB9/1630
Biblioteca da UTFPR Campus Pato Branco



TERMO DE APROVAÇÃO Nº 18

Título da Dissertação

**Elaboração de manchas de inundação na área central de Pato Branco
considerando aspectos urbanísticos**

Autor

Lucas Gabriel Winter

Esta dissertação foi apresentada às 9 horas e 30 minutos do dia 14 de março de 2018, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL- Linha de pesquisa em Tecnologia Ambiental do Ambiente Construído, no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. O autor foi arguido pela Banca Examinadora abaixo assinada, a qual, após deliberação, considerou o trabalho aprovado.

Prof. Dr. Ney Lyzandro Tabalipa
UTFPR/PB
Presidente

Prof. Dr. Murilo Cesar Lucas
UTFPR/PB
Examinador

Prof. Dr. Fernando Cesar Manosso
UTFPR/FB
Examinador

Visto da Coordenação

Prof. Dr. Paulo Rogério Novak
Vice-coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil- PPGEC

O Termo de Aprovação assinado encontra-se na Coordenação do PPGEC

AGRADECIMENTOS

À Deus pela vida.

Aos meus pais Marcos e Lia pelo apoio incondicional.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Ney Lyzandro Tabalipa pelo suporte e disposição.

Aos Profs. Dr. Francisco Augusto Aparecido Gomes, Dr. Claudinei Rodrigues de Aguiar, Dr. Volmir Sabbi e Dr. Julio Caetano Tomazoni do PPGEC pelo conhecimento transmitido durante o mestrado.

Aos Profs. Dr. Fernando Cesar Manosso e Dr. Murilo Cesar Lucas pelas contribuições ao trabalho.

Aos colegas do PPGEC em especial ao Ezequias da Luz, à Adriana Kunen, ao Bruno Soares Martins e à Joana Davoglio pela amizade.

À minha madrinha Eufrida Augusta Winter (in memoriam) pela inspiração e amor pelo ensino.

Ao 2º Subagrupamento de Bombeiros Independente de Pato Branco pela ajuda no incidente do dia 01/10/2017.

Ao meu tio João Henrique Soares da Silva e ao amigo Jorge Miolla por terem emprestado os veículos para a medição do lago.

Ao Eng. Paulo Cesar Calgarotto e ao Leandro por terem ajudado na medição com o GPS.

À Eng. Caroline Winter Catharin e à Eng. Caroline Marques pela ajuda durante o desenvolvimento do trabalho.

À CAPES pelo apoio financeiro.

À Autodesk, pela licença estudantil do Autocad Civil 3D.

Às secretárias do PPGEC Neide e Amanda pelo serviço prestado.

E a todos a quem eu eventualmente tenha esquecido de agradecer.

RESUMO

Inundações em centros urbanos ocorrem após precipitações intensas porque o escoamento das águas pluviais aumenta devido ao crescente processo de urbanização e consequente impermeabilização dos solos. O objetivo deste trabalho é simular manchas de inundação no trecho canalizado do Córrego Fundo, localizado na área urbana do município de Pato Branco – PR, e compara-las a partir dos cenários propostos. Foram analisados dois cenários de uso e ocupação do solo, sendo o primeiro baseado na imagem de satélite de 2015 do *Bing Maps* através do *software Autocad Civil 3D* e o segundo baseado em uma situação hipotética, onde as áreas com potencial de urbanização previstas pelo Plano Diretor Municipal estão totalmente urbanizadas. Para o cálculo da precipitação efetiva foi utilizado o método do *Soil Conservation Service* considerando os parâmetros de CN (*Curve Number*) calculados para as sub-bacias delimitadas. A transformação de precipitação efetiva em vazão foi realizada através do Hidrograma Unitário de Clark utilizando o *software* HEC-HMS. A equação Intensidade-Frequência-Duração ajustada para o município de Pato Branco foi utilizada para estimar as intensidades das precipitações para três diferentes períodos de retorno - 25, 50 e 100 anos. A distribuição temporal das chuvas foi realizada através do método de *Huff* 1º quartil. A calibração e validação do modelo forneceram índices de eficiência Nash-Sutcliffe de 0,716 e 0,652 respectivamente. Foi realizada calibração do coeficiente de rugosidade “n” de Manning para o trecho analisado a partir de medição com molinete fluviométrico. Foi realizada medição com GPS-RTK para quantificar a capacidade de armazenamento da bacia de retenção a montante do trecho analisado e para retificar a topografia nas proximidades do mesmo. O trecho analisado foi modelado no *Autocad Civil 3D* com posterior exportação ao HEC-RAS, que gerou as manchas de inundação para os diferentes períodos de retorno. Os resultados mostraram significativo aumento nas áreas inundadas do primeiro para o segundo cenário: 493,86%, 305,01% e 424,06% para os períodos de retorno de 25, 50 e 100 anos respectivamente.

Palavras chave: Inundações. HEC-HMS e HEC-RAS. Autocad Civil 3D. Vazões de pico. Drenagem urbana.

ABSTRACT

Flooding in urban centers occur after heavy rainfall because the storm runoff is altered due urbanization and consequent waterproofing of soils. The objective of this work is to simulate flood spots in the channeled reach of Córrego Fundo river, located in the urban area of the municipality of Pato Branco - PR, and compares them from the proposed scenarios. Two land use and occupation scenarios were analyzed, the first one being based on the 2015 satellite image of Bing Maps through Autocad Civil 3D software and the second based on a hypothetical situation, where the areas with potential for urbanization provided for in the Master Plan are fully urbanized. For the calculation of the effective precipitation, the Soil Conservation Service method was used considering the CN parameters (Curve Number) calculated for the delimited sub-basins. The transformation of effective precipitation into flow was performed through the Clark Unitary Hydrogram using the HEC-HMS software. The Intensity-Frequency-Duration equation adjusted for the municipality of Pato Branco was used to estimate the precipitation intensities for three different return periods - 25, 50 and 100 year. The temporal distribution of rainfall was performed using the Huff 1st quartile method. Model calibration and validation provided Nash-Sutcliffe efficiency indices of 0.716 and 0.652 respectively. "N" Manning value was performed for the analyzed reach with fluvimetric windlass measuring. Measurement with GPS-RTK was performed to quantify the storage capacity of the retention basin upstream of the analyzed portion and to rectify a topography in the vicinity of the same. The analyzed reach was modeled in Autocad Civil 3D with subsequent export to the HEC-RAS, which generated the flood maps for the different return periods. The results showed a significant increase in flooded areas from the first to the second scenario: 493.86%, 305.01% and 424.06% for the 25, 50 and 100 year return periods respectively.

Keywords: Floods. HEC-HMS and HEC-RAS. Autocad Civil 3D. Peak flows. Urban drainage.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	16
2. OBJETIVOS	19
2.1. OBJETIVO GERAL	19
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
3. REFERENCIAL TEÓRICO	20
3.1. CONTEXTUALIZAÇÃO	20
3.2. SISTEMA DE DRENAGEM	23
3.3. A BACIA HIDROGRÁFICA	26
3.3.1. Tempo de Concentração	26
3.3.2. Chuvas de Projeto	27
3.4. REGISTRO DE INUNDAÇÃO	28
3.5. PLANO DIRETOR	32
3.6. SOFTWARE AUTOCAD CIVIL 3D E O PLUGIN RIVER AND FLOOD ANALYSIS	36
3.7. MODELAGEM HIDROLÓGICA	38
3.7.1. Método SCS.....	38
3.7.2. Hidrograma Unitário de Clark	42
3.7.4. Método de Muskingum-Cunge	45
3.7.5. HEC-HMS	46
3.8. MODELAGEM HIDRODINÂMICA	47
3.8.1. HEC-RAS	48
3.9. ESTUDOS SEMELHANTES À PROPOSTA DESTE TRABALHO	49
4. MATERIAIS E MÉTODOS	52
4.1. LOCAL DE ESTUDO	52
4.2. DADOS TOPOGRÁFICOS	56
4.3. LAGO DO BAIRRO SANTA TEREZINHA	62
4.4. DELIMITAÇÃO DE USO E OCUPAÇÃO DO SOLO	71
4.4.1. Primeiro cenário - a partir da imagem de satélite de 2015	72
4.4.2. Segundo cenário – cenário futuro considerando os aspectos urbanísticos	78

4.5. CALIBRAÇÃO DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE “N” DE MANNING	84
4.6. TEMPO DE CONCENTRAÇÃO DAS SUB-BACIAS	87
4.7. CHUVAS DE PROJETO.....	88
4.8. HIETOGRAMAS DE PROJETO.....	89
4.9. MODELAGEM HIDROLÓGICA.....	91
4.9.1. Calibração e validação do modelo hidrológico.....	95
4.10. MODELAGEM HIDRODINÂMICA.....	103
5. RESULTADOS	108
5.1. LAGO DO BAIRRO SANTA TERERIZNHA.....	108
5.2. TRECHO CANALIZADO DO CÓRREGO FUNDO.....	111
5.3. MANCHAS DE INUNDAÇÃO.....	113
6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	123
7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	127

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 – Diferença do comportamento das águas pluviais na condição natural e urbanizada.....	21
Figura 02 – Comparativo entre os diversos tipos de desastres naturais em escala mundial.....	22
Figura 03 – Esquina da Rua João Pessoa com Rua Xingu.	29
Figura 04 - Esquina da Rua Itacolomi com Rua Paraná.	30
Figura 05 – Esquina da Rua Itacolomi com Avenida Brasil.	30
Figura 06 - Evolução urbana de Pato Branco.....	31
Figura 07 – Macrozoneamento de Pato Branco.	33
Figura 08 – Tabela de uso e ocupação de Pato Branco.	35
Figura 09 - Imagem de satélite do Civil 3D no município de Pato Branco.....	37
Figura 10 – Isócronas do hidrograma unitário de Clark.....	43
Figura 11 – Localização de Pato Branco	53
Figura 12 – Sub-bacias.....	55
Figura 13 - Último ponto antes da canalização fechada do Córrego Fundo.	56
Figura 14 – Trecho canalizado do Córrego Fundo em comparação com a topografia desatualizada.....	57
Figura 15 – Base do GPS RTK 500.	58
Figura 16 – Retificação da topografia com auxílio de GPS.....	58
Figura 17 - Mapa de hipsometria.	60
Figura 18 - Mapa de declividades.....	61
Figura 19 - Lago do Bairro Santa Terezinha, com vista a partir da borda sul.	62
Figura 20 – Lago do Bairro Santa Terezinha, com vista a partir da borda norte.	62
Figura 21 – Planta baixa do lago.	64
Figura 22 – Perfis transversais 01 e 02.....	65
Figura 23 – Perfis transversais 03 e 04.....	66
Figura 24 – Gráfico cota-área-volume.....	67
Figura 25 – Vertedor do lago.	68
Figura 26 – Molinete utilizado na medição.	69

Figura 27 – Perfil longitudinal do vertedor do lago do Bairro Santa Terezinha.....	70
Figura 28 – Gráfico descarga/volume.	71
Figura 29 – Mapa vetorizado das áreas impermeáveis - edificações.....	73
Figura 30 – Mapa de uso e ocupação do solo da sub-bacia 1 no primeiro cenário.	74
Figura 31 – Mapa de uso e ocupação do solo da sub-bacia 2 no primeiro cenário.	75
Figura 32 – Mapa de uso e ocupação do solo da sub-bacia 3 no primeiro cenário.	76
Figura 33 – Fusão entre a imagem de satélite do Civil 3D e o mapa de zonas ambientalmente protegidas.....	79
Figura 34 – Mapa de uso e ocupação do solo da sub-bacia 1 no segundo cenário.....	80
Figura 35 – Mapa de uso e ocupação do solo da sub-bacia 2 no segundo cenário.....	81
Figura 36 – Mapa de uso e ocupação do solo da sub-bacia 3 no segundo cenário.....	82
Figura 37 – Seção transversal do canal com verticais de medição.....	86
Figura 38 – Curva de vazão do canal.	87
Figura 39 – Método de Huff 1º quartil.....	90
Figura 40 – Hietograma de projeto para período de retorno de 25 anos.....	90
Figura 41 – Hietograma de projeto para período de retorno de 50 anos.....	91
Figura 42 – Hietograma de projeto para período de retorno de 100 anos.....	91
Figura 43 – Representação do modelo hidrológico.....	92
Figura 44 – Trecho natural do Córrego Fundo.....	94
Figura 45 – Régua artesanal utilizada nas etapas de calibração e validação do modelo hidrológico.	96

Figura 46 – Trecho canalizado do Córrego Fundo na etapa de calibração.....	98
Figura 44 – Hidrograma observado e hidrograma simulado para a fase de calibração.	99
Figura 48 – Comparativo da vazão oriunda da sub-bacia 1, com a vazão oriunda do lago.	101
Figura 49 – Hidrograma observado e hidrograma simulado para a fase de validação.....	102
Figura 50 – Planta de localização.....	105
Figura 51 – Estaqueamento.	106
Figura 52 – Perfil longitudinal do canal	107
Figura 53 – Hidrogramas do Lago do Bairro Santa Terezinha, no primeiro cenário para um período de retorno – P.R. de 25 anos.	108
Figura 54 – Hidrogramas do Lago do Bairro Santa Terezinha, no primeiro cenário para um período de retorno – P.R. de 50 anos.	109
Figura 55 – Hidrogramas do Lago do Bairro Santa Terezinha, no primeiro cenário para um período de retorno – P.R. de 100 anos.	109
Figura 56 – Hidrogramas do Lago do Bairro Santa Terezinha, no segundo cenário para um período de retorno – P.R. de 25 anos.....	110
Figura 57 – Hidrogramas do Lago do Bairro Santa Terezinha, no segundo cenário para um período de retorno – P.R. de 50 anos.....	110
Figura 58 – Hidrogramas do Lago do Bairro Santa Terezinha, no segundo cenário para um período de retorno – P.R. de 100 anos.....	111
Figura 59 – Comparativo entre os hidrogramas de diferentes períodos de retorno para o primeiro cenário.....	112
Figura 60 – Comparativo entre os hidrogramas de diferentes períodos de retorno para o segundo cenário.	113
Figura 61 – Mancha de inundação no primeiro cenário, para um período de retorno de 25 anos.....	115
Figura 62 – Mancha de inundação no primeiro cenário, para um período de retorno de 50 anos.....	116
Figura 63 – Mancha de inundação no primeiro cenário, para um período de retorno de 100 anos.....	117

Figura 64 – Mancha de inundação no segundo cenário, para um período de retorno de 25 anos.....	118
Figura 65 – Mancha de inundação no segundo cenário, para um período de retorno de 50 anos.....	119
Figura 66 – Mancha de inundação no segundo cenário, para um período de retorno de 100 anos.....	120
Figura 67 – Comparação das manchas de inundação no primeiro cenário.	121
Figura 68 – Comparação das manchas de inundação no segundo cenário.	122

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 – Textura do solo em Pato Branco.....	40
Tabela 02 – Valores de área permeável mínima para cada zona ...	78
Tabela 03 – Calibração do coeficiente de rugosidade “n” de Manning.....	84
Tabela 04 – Tempos de concentração	88
Tabela 05 – Precipitações	89
Tabela 06 – Parâmetros das sub-bacias	92
Tabela 07 – Parâmetros dos canais	95
Tabela 08 – Vazões e armazenamentos de pico.	112
Tabela 09 – Resultados das manchas de inundação.....	114

LISTA DE QUADROS

Quadro 01 – Parâmetros de CN	41
Quadro 02 – Cálculo dos parâmetros de CN para o primeiro cenário.	77
Quadro 03 – Cálculo dos parâmetros de CN para o segundo cenário.	83

LISTA DE SIGLAS

3D – Tridimensional;

BIM – Building Information Modeling;

CAD – Computer Aided Design;

CN – Curve Number;

CRED - Centro de Pesquisas de Epidemiologia dos Desastres;

GPS – Global Positioning System;

GVA - Gross Value Added;

HEC - Hydrologic Engineering Center;

HMS – Hydrologic Modeling System;

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística;

IDF – Intensidade-Duração-Frequência;

IPPUPB - Instituto de pesquisa e planejamento urbano de Pato Branco;

MEU - Macrozona de Expansão Urbana;

MAP - Macrozona de Adensamento Prioritário;

MAS - Macrozona de Adensamento Secundário;

MDE – Modelo Digital de Elevação;

MOC - Macrozona de Ocupação Controlada;

NRCS – National Resource Conservation Service;

NSE – Nash-Sutcliffe;

PAC – Programa de Aceleração do Crescimento;

PR – Paraná;

P.R. – Período de Retorno;

RAS – River Analysis System;

RPSM - Riparian Vegetation Simulation Mode;

RTK - Real Time Kinematic;

SCS – Soil Conservation Service;

SIG – Sistemas de Informações Geográficas;

SUDS - Sistemas de Drenagem Urbana Sustentável;

TC – Tempo de Concentração;

TPS - Topomap Positioning Systems;

UTM – Universal Transversa de Mercator;

ZE – Zonas Especiais.

1. INTRODUÇÃO

A análise de inundações é um estudo fundamental para fornecer probabilidades de ocorrência de inundações, bem como para ilustrar quais são os locais que possuem maiores riscos de inundação. Existe a necessidade dentro da engenharia de inundações de determinar o pico de inundação para um dado período de retorno.

A expansão horizontal da cidade deve ser realizada de modo que coíba os impactos gerados nas áreas a jusante. Nesta condição, trabalhos que visam estimar os impactos causados pela urbanização se mostram procedentes. Estabelecer áreas urbanizadas sujeitas a inundações para uma possível tomada de decisões pode ajudar a reduzir os impactos causados pelas mesmas (ROMANESCU et al, 2016).

Um importante reflexo do crescimento urbano sem planejamento é a geração de impactos negativos sobre os recursos hídricos. A impermeabilização do solo altera o escoamento das águas pluviais sobre o solo. O volume de água que antes da urbanização era retido na vegetação e infiltrado no solo, passa a escoar rapidamente sobre superfícies impermeáveis e atinge rapidamente os canais de drenagem. Isso resulta em um grande aumento da vazão máxima dos rios, causando inundações urbanas, podendo levar a sinistros catastróficos (CANHOLI, 2014). Precipitações intensas podem acarretar em inundações pluviais imensuráveis, afetando muitas pessoas (HOUSTON et al, 2011).

As inundações são um dos principais desastres naturais em muitos países ao redor do mundo (CUNHA et al, 2011; GAIN e HOQUE, 2013). As inundações urbanas estão associadas aos problemas nas redes de micro (galerias) e macro (rios e canais) drenagem, seja por planejamento equivocado, por dimensionamento incorreto, por falta de manutenção – resíduos sólidos, por obsolescência devido ao não controlado crescimento urbano ou ainda pelo fato de se ocupar as áreas de proteção ao longo do leito dos rios. As razões citadas fazem com que a rede pluvial não consiga mais transportar o crescente pico de escoamento. Eventos de inundação ocorrem porque a rede de macrodrenagem não possui capacidade suficiente de captar e conduzir apropriadamente o escoamento conduzido pela rede de microdrenagem, ocorrendo extravasamento de água.

A inundação urbana ocorre principalmente devido à natureza antropogênica (Jha et al, 2011), onde a rápida e não planejada urbanização altera o trajeto natural

dos cursos d'água. A urbanização aumenta a probabilidade de ocorrerem inundações, cobrindo grandes partes de solo com casas, estradas e pavimentos, obstruindo canais e construindo drenos para garantir que a água flua para rios mais rapidamente do que seria em condições naturais (FERNANDEZ e LUTZ, 2010).

Uma situação que usualmente é adotada pelos municípios brasileiros é a canalização dos córregos naturais, a fim de aumentar a velocidade de escoamento da água. Esse procedimento, contudo, apenas transfere o problema para as áreas a jusante da bacia hidrográfica, aumentando a magnitude e a frequência das inundações (CANHOLI, 2014). Neste contexto, prever possibilidades de ocorrerem inundações torna-se um estudo procedente.

Diversos fatores se combinam para transformar riscos de inundação em desastres reais, incluindo fenômenos meteorológicos intensos e a formação de áreas com alta vulnerabilidade por ação antrópica, cuja exposição a riscos foi aumentada pelo desenvolvimento excessivo de atividades humanas, como mudanças no uso e ocupação do solo e exploração de recursos naturais (SHARIF et al, 2016).

Além da urbanização aumentar o risco de ocorrerem inundações urbanas, outro fator que agravou essa problemática nos últimos anos foi a variabilidade climática associada ao aumento aleatório de precipitações intensas (HUNTINGTON, 2006)

Este trabalho propõe-se a simular manchas de inundação geradas por eventos de chuva-vazão considerando precipitações intensas com períodos de retorno de 25, 50 e 100 anos, no trecho canalizado do Córrego Fundo na área central do município de Pato Branco-PR. Um dos objetivos é avaliar a efetividade e a capacidade que o Córrego Fundo possui em escoar precipitações intensas.

Este trabalho é essencialmente comparativo, ou seja, propõem-se a comparar as manchas de inundação resultantes considerando o uso e ocupação da imagem de satélite de 2015 do *software* Autocad Civil 3D com as manchas de inundação resultantes de um cenário futuro hipotético, que terá como hipótese que todas as áreas com potencial de impermeabilização, estão de fato impermeabilizadas, ou seja, considerando os potenciais construtivos especificados pelo Plano Diretor Municipal de Pato Branco.

O poder executivo de Pato Branco, recentemente propôs o projeto de lei complementar nº 4/2017 (PATO BRANCO, 2018), que altera o Perímetro Urbano e o

Zoneamento constantes na Lei Complementar nº 46, de 26 de maio de 2011, que regulamenta o Uso, Ocupação e Parcelamento do Solo no Município de Pato Branco. Foi verificado que as alterações propostas não levam em consideração questões técnicas de drenagem urbana. Este trabalho visou contribuir para futuras revisões das leis municipais que tratam do uso e ocupação do solo, fornecendo embasamento técnico sobre a drenagem urbana municipal.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GERAL

Simular manchas de inundação na parte canalizada do Córrego Fundo na área central da cidade de Pato Branco a partir de precipitações intensas – tempos de retorno de 25, 50 e 100 anos – para dois cenários: um deles baseado na imagem de satélite de 2015 e outro baseado no potencial construtivo previsto pelo Plano Diretor Municipal de Pato Branco, e então comparar os resultados.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Mapear as condições de uso e ocupação do solo a partir da imagem de satélite de 2015 do *Bing Maps* e; simular as condições de uso e ocupação do solo prevendo os potenciais construtivos permitidos pelo Plano Diretor Municipal de Pato Branco;
- Levantar a capacidade de retenção em metros cúbicos de água da bacia de retenção do Bairro Santa Terezinha – aqui chamado também como “Lago” - realizando medição *in loco* com uso de GPS;
- Calibrar e validar o modelo hidrológico através de acompanhamento da alteração do nível da água no exutório do modelo, uma vez que não se dispõem de medições automatizadas.

3. REFERENCIAL TEÓRICO

3.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

As cidades tiveram um grande crescimento populacional após a revolução industrial. Este processo de mudança de perfil de distribuição da população desenvolveu-se muito rapidamente, trazendo vários problemas de ocupação do solo urbano (MIGUEZ, VERÓL e REZENDE, 2016). Desde aquele período já se verificavam problemas oriundos da falta de infraestrutura das cidades, principalmente no que tange as questões de drenagem e saneamento. No Brasil a população urbana acarretou em um grande crescimento das cidades, sendo que a taxa de população urbana é de mais de 84% (IBGE, 2010).

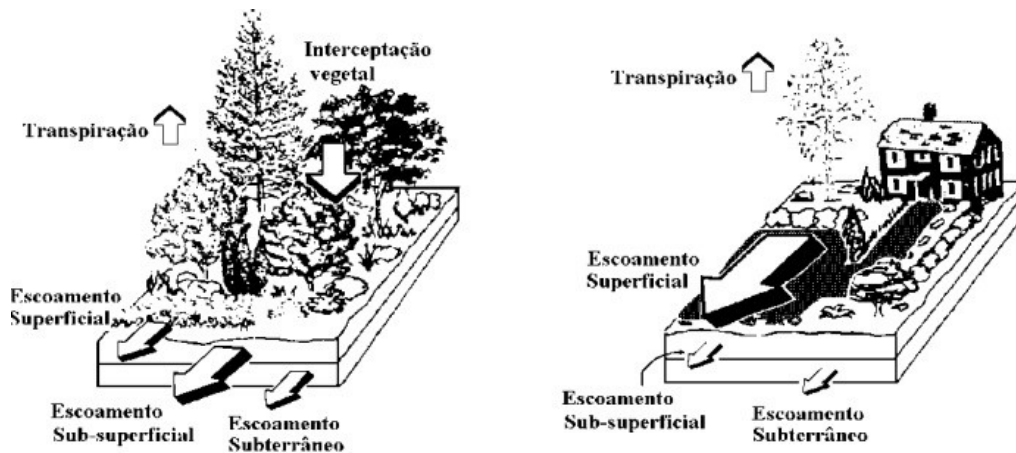
A impermeabilização do solo, a remoção de vegetação natural e a ocupação de áreas próximas a cursos d'água são algumas das causas responsáveis pelos problemas de inundações e alagamentos. É historicamente comum as cidades começarem a sua ocupação próxima a córregos, em áreas com topografia mais suave. Com o crescimento urbano, áreas a montante dos córregos também acabam sendo ocupadas. O aumento na impermeabilização do solo causa uma diminuição na infiltração das águas pluviais e um aumento na produção de escoamento superficial que tem efeitos nas áreas à jusante e acabam gerando inundações (XIE et al, 2017).

A inundações é a mais frequente entre todos os desastres naturais no mundo, inundações são causadas principalmente devido às mudanças climáticas induzirem a precipitações intensas; e devido a rápida urbanização ocasionar mudanças hidrológicas nas bacias hidrográficas (AHIABLAME e SHAKYA, 2016; CHEN et al, 2015; ELLIOTT e TROWSDALE, 2007).

O Brasil como sendo um país em desenvolvimento, nem sempre possui a infraestrutura adequada para o correto desenvolvimento da cidade. Existem cidades brasileiras que sequer possuem rede e tratamento de esgoto, as águas provenientes de esgoto doméstico são lançadas diretamente nos cursos d'água, possibilitando o aumento de problemas de veiculação hídrica em redes de abastecimento a jusante.

Além de não possuir infraestrutura, muitas vezes a cidade cresce sem levar em consideração aspectos hidrológicos, de drenagem e geomorfológicos. Os planos diretores brasileiros não estimam o acréscimo de escoamento devido à urbanização.

O resultado dessa alteração não planejada no uso e ocupação do solo tende a aumentar o pico de uma cheia, tem em vista que a água escoada é maior devido a também maior quantidade de área impermeável. Essa água escoada mais rapidamente do que escoaria em uma situação natural, pois existem menos retenções superficiais. A Figura 01 ilustra a comparação entre o escoamento na bacia em condições naturais com o escoamento na bacia urbanizada, a linha tracejada – que apresenta um pico maior e mais rápido – se refere ao escoamento em uma bacia urbanizada; enquanto que a linha contínua – que apresenta um pico menor e menos rápido = se refere ao escoamento em uma bacia em condições naturais.



b. Escoamento

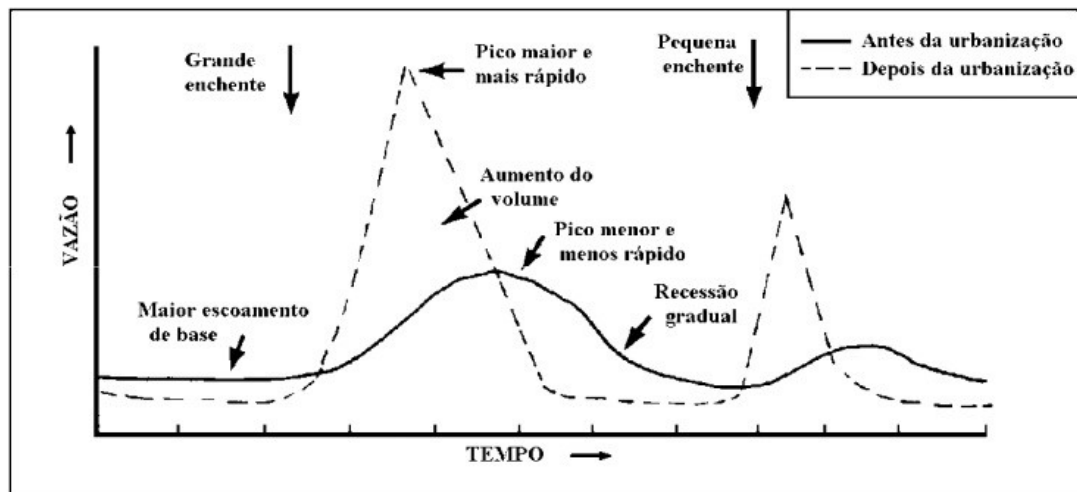


Figura 01 – Diferença do comportamento das águas pluviais na condição natural e urbanizada.

Fonte: SCHUELLER (1987), adaptado.

Nas cidades brasileiras ocorre com frequência a ocupação desordenada de diversas áreas dos núcleos urbanos, a remoção indiscriminada de cobertura vegetal da

bacia, a ocupação de grandes extensões de várzeas naturalmente inundáveis, a impermeabilização de grandes áreas, a geração de lixo e esgoto sanitário, que, por vezes, não é coletado e tratado adequadamente. Todos estes fatores modificam e causam impactos nos sistemas de drenagem natural, que por sua vez também é alterado com a implantação de redes de canalizações para a drenagem pluvial. A consequência destas ações é percebida por meio do aumento da frequência, da magnitude, da extensão e do tempo de permanência das cheias, afetando assim toda a sociedade direta ou indiretamente (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

Segundo dados do Centro de Pesquisas de Epidemiologia dos Desastres - CRED (2017), órgão colaborativo da Organização Mundial de Saúde, as inundações lideram o ranking de desastres naturais em escala mundial. A Figura 02 mostra os eventos que envolvem inundações em amarelo sendo que a cor verde-clara representa o total de desastres. Os desastres contabilizados envolvem vítimas fatais. A Figura 02 também ilustra as quantidades de outros sinistros como: terremotos, tempestades, secas e epidemias.

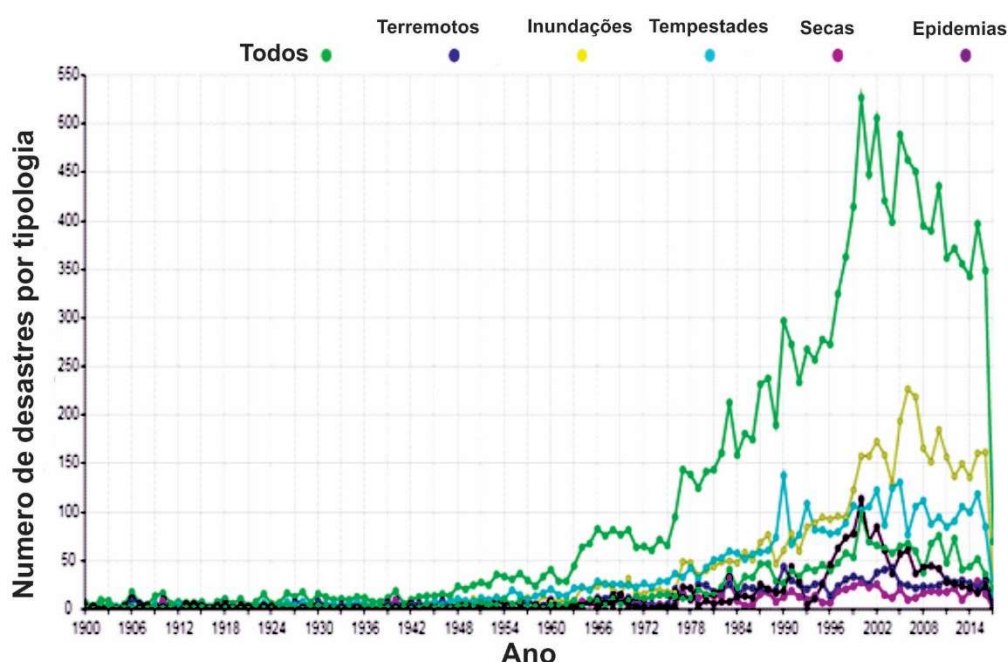


Figura 02 – Comparativo entre os diversos tipos de desastres naturais em escala mundial.

Fonte: CRED (2017) adaptado.

Mendoza-Tinoco et al (2017), realizaram um trabalho estimando os custos causados por inundações nas regiões de Yorkshire e The Humber no Reino Unido durante o verão de 2007. Os autores chegaram ao resultado de um custo de 4% do *Gross Value Added- GVA* da região, que ficou na casa de 2,7 bilhões de libras. O GVA pode ser definido como a mensuração de bens e serviços produzidos na região.

Tratando-se especificamente do Brasil de 1900 até 2017, os eventos envolvendo inundações contabilizadas que envolvem vítimas fatais foram de 133, o total de mortes foi de 7784, e o total de pessoas afetadas foi de 20.205.185 (CRED, 2017).

As inundações urbanas colocam um sério desafio para o desenvolvimento e para as vidas das pessoas, particularmente para os habitantes de cidades em rápida expansão em países em desenvolvimento. A responsabilidade da sociedade em relação às inundações tem variado, indo deste a concepção de medidas preventivas até complexas tomadas de decisão em casos de ocorrência das mesmas (LUMBROSO et al, 2008).

A especulação imobiliária é outro fator a se considerar no crescimento das cidades. É importante frisar que muitos dependem da expansão das cidades, sobretudo na área da construção civil: construtores, serventes, pintores, metalúrgicos, lojas de material de construção, construtoras, engenheiros, arquitetos, fabricantes de material de construção, fornecedores de crédito imobiliário, imobiliárias, loteadores, empresas de topografia, empresas de pavimentação, empresas de pré-moldados, dentre outros.

3.2. SISTEMA DE DRENAGEM

A drenagem urbana faz parte do contexto do Saneamento Básico e conforme a Lei Federal nº 11.445/2007 considera-se como drenagem e manejo das águas pluviais:

O conjunto de atividades, infraestruturas e instalações operacionais de drenagem urbana de águas pluviais, de transporte, detenção ou retenção para o amortecimento de vazões de cheias, tratamento e disposição final das águas pluviais drenadas nas áreas urbanas (BRASIL, 2007).

O termo drenagem é definido como o escoamento de águas de terreno excessivamente úmido por meio de tubos, valas, fossos, etc., instalados na superfície ou nas camadas subterrâneas (HOUAISS, 2009). Quando a drenagem se refere às instalações projetadas para escoar água presente dentro de uma malha urbana, denomina-se drenagem urbana (CANHOLI, 2014). Um dos principais desafios para o crescente número de cidades no mundo é a água, especificamente o manejo das águas pluviais urbanas (LARSON et al, 2016).

A drenagem pode ser também definida como o conjunto de elementos, interligados em um sistema, destinado a recolher as águas pluviais precipitadas sobre uma determinada região, conduzindo-as de forma a um destino final (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016). Acrescenta-se a este conceito as técnicas alternativas como as de infiltração e de retenção, que juntamente com as técnicas tradicionais, fazem o manejo da drenagem urbana.

É válido acrescentar que o escoamento das águas pluviais sempre ocorrerá independentemente da existência de um sistema de drenagem planejado, pois a água continuamente procura uma passagem em direção à jusante. O controle de águas pluviais urbanas é uma preocupação urgente em cidades que tiveram acréscimo de superfície impermeável e que tiveram suas características hidrológicas naturais interrompidas (EATON, 2018).

Os sistemas de drenagem incorporam dois sub-elementos denominados como macrodrenagem e microdrenagem. A microdrenagem pode ser considerada como os elementos a nível de bairro ou loteamento e a macrodrenagem pode ser considerada como a rede de maior porte, que recebe as maiores cargas. A rede de microdrenagem é responsável por receber a maior parte das águas vindo dos telhados das casas, lotes e ruas. O caminho da rede de microdrenagem é basicamente o mesmo caminho das ruas, pois a água escoar através das tubulações subterrâneas e sarjetas. Os sistemas de drenagem nas cidades possuem características próprias e únicas em termos de probabilidades de ocorrerem inundações, estes devem ser entendidos e estudados de forma independente (GLASER et al, 2010).

A rede de microdrenagem no caso do município de Pato Branco é formada pelas bocas-de-lobo, tubulações de concreto e sarjetas. Podemos considerar o Rio Ligeiro e o Córrego Fundo como a rede de macrodrenagem, pois toda a rede de microdrenagem é destinada até estes. Alagamentos são os sinistros atribuídos a

falhas no sistema de microdrenagem e inundações são os sinistros atribuídos a falhas no sistema de macrodrenagem (CANHOLI, 2014).

A microdrenagem é capaz de coletar, de forma distribuída sobre a bacia, as águas resultantes das chuvas, sem gerar alagamentos locais, levando então essa água até a rede de macrodrenagem, que, com adequada capacidade, prevê um escoamento coerente para a vazão nela concentrada (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

As cheias urbanas podem ocorrer por vários fatores como erros de projeto, falta de estimativa do crescimento da cidade, falta de manutenção e entupimento da rede, entre outros. Um dos motivos para os problemas de alagamentos e inundações é a obsolescência do sistema, ou seja, quando a cidade cresce, e a rede de drenagem inicialmente construída passa a não mais comportar o aumento das vazões de pico. Nesses casos, a macrodrenagem passa a não ter capacidade suficiente, ocorrendo o extravasamento de água, gerando áreas inundadas e grandes remansos. Nos últimos 20 anos, os eventos intensos de precipitação paralisaram muitas cidades e resultaram em enormes perdas econômicas, feridos e mortes (CHEN et al, 2013).

A vazão resultante na rede de macrodrenagem, na estiagem, é basicamente garantida pelo escoamento subterrâneo. Neste período a vazão tende a ser menor e menos variável, ocupando a chamada calha menor, que é o canal produzido pela corrente líquida dentro de limites em que ela escoar sem transbordamento. Na cheia predominam-se as vazões superficiais, o volume escoado é maior e esse escoamento acontece mais rapidamente, com o rio ocupando a calha maior.

Em maiores eventos de precipitação, a planície de inundação dos rios também passa a ser ocupada. A inundação urbana é um desafio sério que confronta cada vez mais os moradores de muitas cidades, bem como autoridades políticas, por isso, prever inundações está se tornando cada vez mais importante em todo o mundo (ZHU et al, 2016).

As inundações ocorrem quando a calha dos cursos d'água não tem capacidade de escoar toda a vazão gerada pelas bacias a montante. Conseqüentemente, a água passa a escoar pela planície de inundação, a qual na maioria das vezes é ocupada pela população (TUCCI, 2005a).

3.3. A BACIA HIDROGRÁFICA

A bacia hidrográfica é a unidade limitada por divisores topográficos. A área de drenagem em seu interior recebe a água precipitada, conduzindo-o até o ponto considerado, chamado de exutório (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016). As principais características da bacia hidrográfica são as seguintes:

Área de drenagem – sobre a qual será considerada a precipitação de referência para o dimensionamento;

Uso e ocupação do solo – auxiliam no cálculo de vazão, permitem saber qual parcela de escoamento que segue superficialmente;

Linhas de escoamento concentrado – formada pelas redes de macrodrenagem dentro de uma determinada bacia.

A bacia hidrográfica é uma área de captação natural da água da precipitação que faz convergir os escoamentos para um só ponto de saída, seu exutório. A bacia hidrográfica compõe basicamente de um conjunto de superfícies vertentes e de uma rede de drenagem formada por cursos de água que confluem até resultar um leito único no exutório. (SILVEIRA, 1993).

A área de bacia multiplicada pela lâmina precipitada ao longo de um determinado intervalo de tempo define o volume de água recebido pela bacia. Quanto maior a área de drenagem, maior pode ser o volume de água por ela recebido, dependendo das condições de uso e ocupação do solo.

A bacia hidrográfica é uma área limitada por um divisor de águas, que a separa de bacias adjacentes e que serve de captação natural da água da precipitação através de superfícies vertentes. Por meio de uma rede de drenagem, formada por cursos d'água, ela faz convergir os escoamentos para a seção de exutório, seu único ponto de saída. (BORSATO e MARTONI, 2004).

3.3.1. Tempo de Concentração

O tempo de concentração é definido por Mc Cuen et al (1984), como o tempo requerido para uma partícula de água escoar do ponto mais distante da bacia ou sub-

bacia para o seu exutório ou seção de controle considerada, métodos na literatura usam as características das bacias para estimar esse tempo, e em algumas vezes chegam a usar índices de precipitação padronizados.

Segundo Chow et al (1988), o tempo de concentração corresponde ao tempo gasto para a gota de chuva se deslocar do ponto mais afastado da bacia até sua foz. Eagleson (1970) define como o tempo necessário para o escoamento superficial atingir o estado de equilíbrio.

Define-se aqui o tempo de concentração de uma bacia ou sub-bacia hidrográfica como o tempo de percurso da água desde o ponto mais afastado da bacia até o seu exutório a considerar do início da precipitação. O tempo de concentração em outras palavras é o tempo em que toda a bacia passa a contribuir para a vazão no exutório. Existem vários métodos para cálculo de tempo de concentração, como o de George Ribeiro (RIBEIRO, 1961).

3.3.2. Chuvas de Projeto

As precipitações possuem características de tempo e espaço fundamentais. A chuva de projeto é um dos principais dados de entrada em um modelo hidrológico. O tempo de recorrência ou de retorno de uma chuva está associado com o período de repetição de um evento. Quanto maior o tempo de retorno adotado maior será a segurança do sistema.

A precipitação é entendida, em hidrologia, como toda água proveniente do meio atmosférico que atinge a superfície terrestre. Por sua capacidade de produzir escoamento, a chuva é o tipo de precipitação mais importante na hidrologia. (BERTONI e TUCCI, 1993).

A intensidade da chuva é diretamente proporcional ao período de retorno. A intensidade da chuva é inversamente proporcional à sua duração. Devido à complexidade da variação espacial da chuva, esta é representada comumente com distribuição uniforme.

As chuvas reais tendem a não ser constantes ao longo do tempo. Na falta de dados pluviométricos de tormentas diretamente observadas na área de estudos, pode-se recorrer a distribuições temporais padronizadas fundamentadas em um grande

número de tormentas observadas (BERTONI e TUCCI, 1993). Alguns procedimentos podem ser aplicados para que a chuva sofra variação ao longo do tempo.

Os hietogramas – chuva em função do tempo – podem se basear nas distribuições já elaboradas como as de Huff (1967), Bureau of Reclamation (1977), Método de Chicago (KEIFER e CHU, 1957), entre outros.

Huff (1967), desenvolveu quatro distribuições temporais para chuvas intensas para a Região Centro Leste do Estado de Illinois (EUA). Foi realizado levantamento de 11 anos de registros de precipitação de uma rede de 49 postos pluviográficos distribuídos em uma área de cerca de 1.000 km². Os registros de precipitação foram divididos em 4 grupos, cada um considerando $\frac{1}{4}$ da duração total da chuva, de acordo com a ocorrência do maior pico de precipitação. Para cada um desses quartis – primeiro ao quarto – foram desenvolvidos padrões médios de distribuição temporal.

Assim como a distribuição espacial, a distribuição espacial das precipitações máximas é um importante elemento para o controle de escoamento nas obras de micro a macrodrenagem (BERTONI e TUCCI, 1993).

3.4. REGISTRO DE INUNDAÇÃO

A cidade de Pato Branco iniciou seu crescimento urbano na área central, as margens do Rio Ligeiro e do Córrego Fundo, que atravessam o perímetro urbano. Em dias de chuvas fortes as consequências eram as inundações urbanas. O desenvolvimento da cidade de Pato Branco não se preocupou em preservar a mata nativa dos rios e seus afluentes, e muitas edificações foram construídas ao lado das margens (JABUR, 2010).

A questão das cheias nada mais é do que a ocupação irregular do espaço. O rio, na época das chuvas, dispõe de mais água e necessita de mais espaço para transportá-la, e se a cidade ocupa esse espaço, o rio o utilizará e invadirá as áreas urbanizadas.

A impermeabilização do solo na cidade teve picos no período da década de 80, apesar de possuir um plano diretor, inicialmente elaborado em 1989, ainda se assistiu um grande volume de obras no leito de cheia do rio. A prefeitura adotou a canalização fechada do rio, na área central, e canalização aberta em áreas residenciais, como uma falsa ideia de solução, pois sabe-se que a canalização de rios apenas transfere os sinistros para áreas a jusante (JABUR, 2010).

O Córrego Fundo, objeto de estudo deste trabalho, tem a sua foz no Rio Ligeiro, ou seja, contribui para aumentar a quantidade de escoamento desse último.

As Figuras 03 a 05 ilustram um evento de inundação ocorrido em 27/10/2009, no local objeto de modelagem hidrodinâmica deste trabalho. Conforme estação pluviométrica nº 02652033 administrada pelo Instituto das Águas do Paraná, foram registrados um total de 47,8 mm de precipitação em um intervalo de 40 minutos.

A Figura 03 ilustra o local de início da modelagem hidrodinâmica – esquina da Rua João Pessoa com Rua Xingu – enquanto que a Figura 04 ilustra uma quadra antes do exutório do modelo – esquina da Rua Paraná com Rua Itacolomi – e a Figura 05 ilustra o local do exutório do modelo – esquina da Rua Itacolomi com Avenida Brasil.

Conforme Jabur (2013), foram registrados outros eventos de inundação no local nos anos de: 1980, 1982 e 2010.



Figura 03 – Esquina da Rua João Pessoa com Rua Xingu.

Fonte: Dal Bosco (2018), apud Portal Pato Branco, (2009).



Figura 04 - Esquina da Rua Itacolomi com Rua Paraná.

Fonte: Dal Bosco (2018), apud Portal Pato Branco, (2009).



Figura 05 – Esquina da Rua Itacolomi com Avenida Brasil.

Fonte: Dal Bosco (2018), apud Portal Pato Branco, (2009).

A Figura 06 ilustra como a expansão urbana de Pato Branco ocorreu com o passar dos anos.

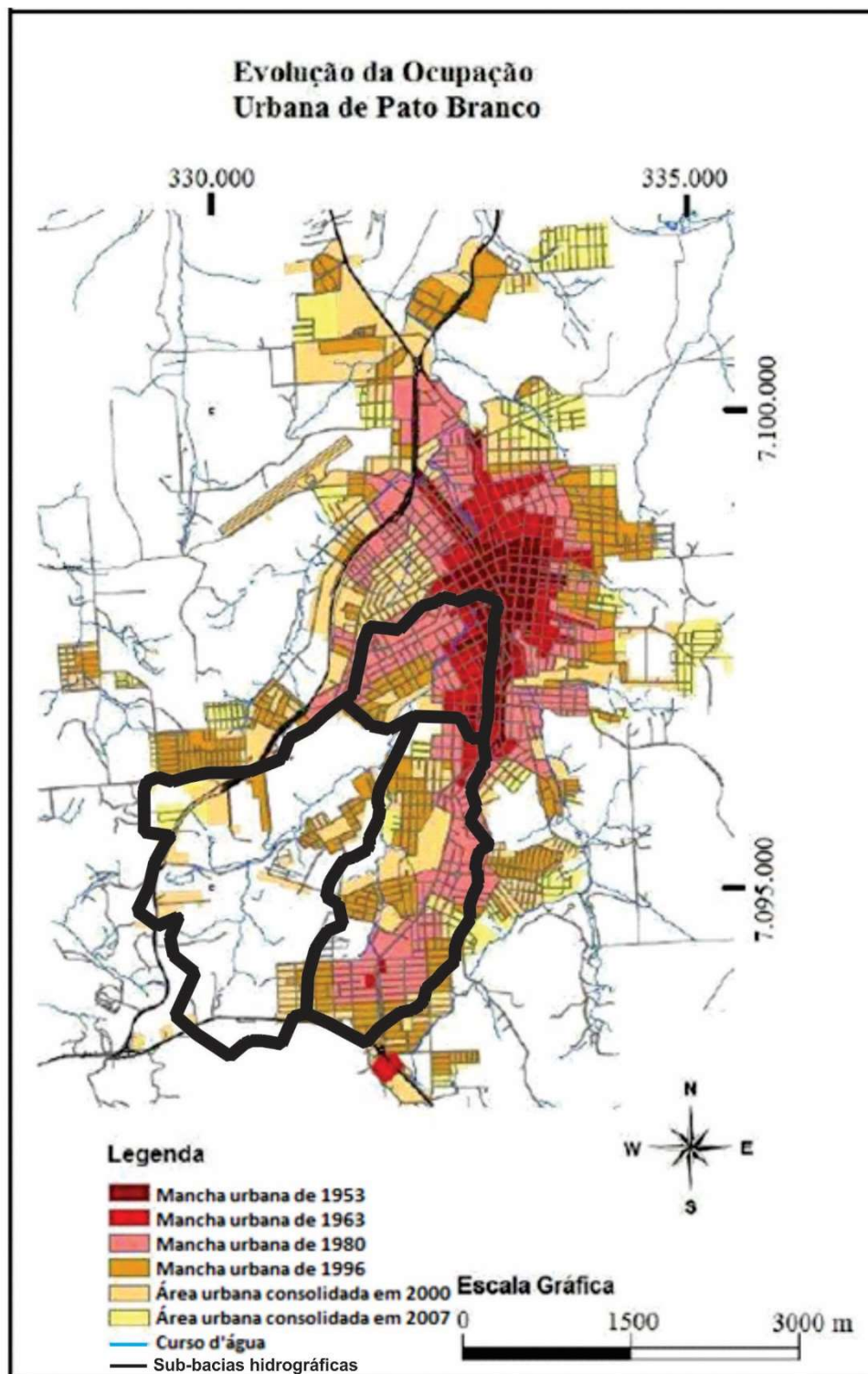


Figura 06 - Evolução urbana de Pato Branco.

Fonte: Instituto de pesquisa e planejamento urbano de Pato Branco - IPPUPB (2017) adaptado.

3.5. PLANO DIRETOR

O plano diretor é concebido como o instrumento básico da política de desenvolvimento e expansão urbana (BRASIL, 2001). É estabelecido pela Lei Federal nº 10.257 de 10 de julho de 2001 denominada como Estatuto da Cidade, que regulamenta os artigos 182 e 183 da Constituição Federal e determina diretrizes gerais da política urbana. O Estatuto da Cidade pode ser definido como um conjunto de princípios e regras orientadoras da ação dos agentes que constroem e utilizam o espaço urbano (BRASIL, 2001).

Sua função é garantir a função social da cidade e da propriedade urbana, assegurando aos cidadãos o atendimento de necessidades relacionadas à qualidade de vida, justiça social e ao desenvolvimento de atividades econômicas. A partir da realidade de cada município e de um amplo debate com a sociedade, estabelece diretrizes que guiam o uso e ocupação do solo em diferentes setores do município. A espacialização dessas diretrizes resulta com um macrozoneamento, onde o município é dividido em zonas específicas, cada qual com regras próprias que conduzem sua ocupação (BRASIL, 2001).

É comum verificar planos diretores nos municípios brasileiros que ignoram características geomorfológicas e dados essenciais como as delimitações das bacias hidrográficas que compõem o município.

O plano diretor compõe uma série de leis complementares como a Lei de Uso e Ocupação do Solo. A Lei Complementar nº 46 de 26 de maio de 2011 é a Lei que regulamenta o uso, ocupação e parcelamento do solo no município de Pato Branco. Conforme o artigo 145 da referida lei o Macrozoneamento de Pato Branco divide-se, basicamente, em Macrozona Urbana e Macrozona Rural, estando cada uma dessas subdivididas (PATO BRANCO, 2011).

Conforme a Figura 07 a Macrozona Urbana está localizado dentro da linha do Perímetro Urbano e esta é subdividida em outras 4 Macrozonas que possuem características distintas: Macrozona de Adensamento Prioritário - MAP; Macrozona de Adensamento Secundário – MAS; Macrozona de Ocupação Controlada – MOC; e Macrozona de Expansão Urbana - MEU. Todas as áreas localizadas fora dos limites da linha do Perímetro Urbano são consideradas Macrozonas Rurais.

O artigo 172 da referida Lei estabelece que as Macrozonas Rurais têm o uso do solo com predominância para a produção agrícola, pastoril e florestal, não sendo permitido o parcelamento para fins urbanos (PATO BRANCO, 2011).

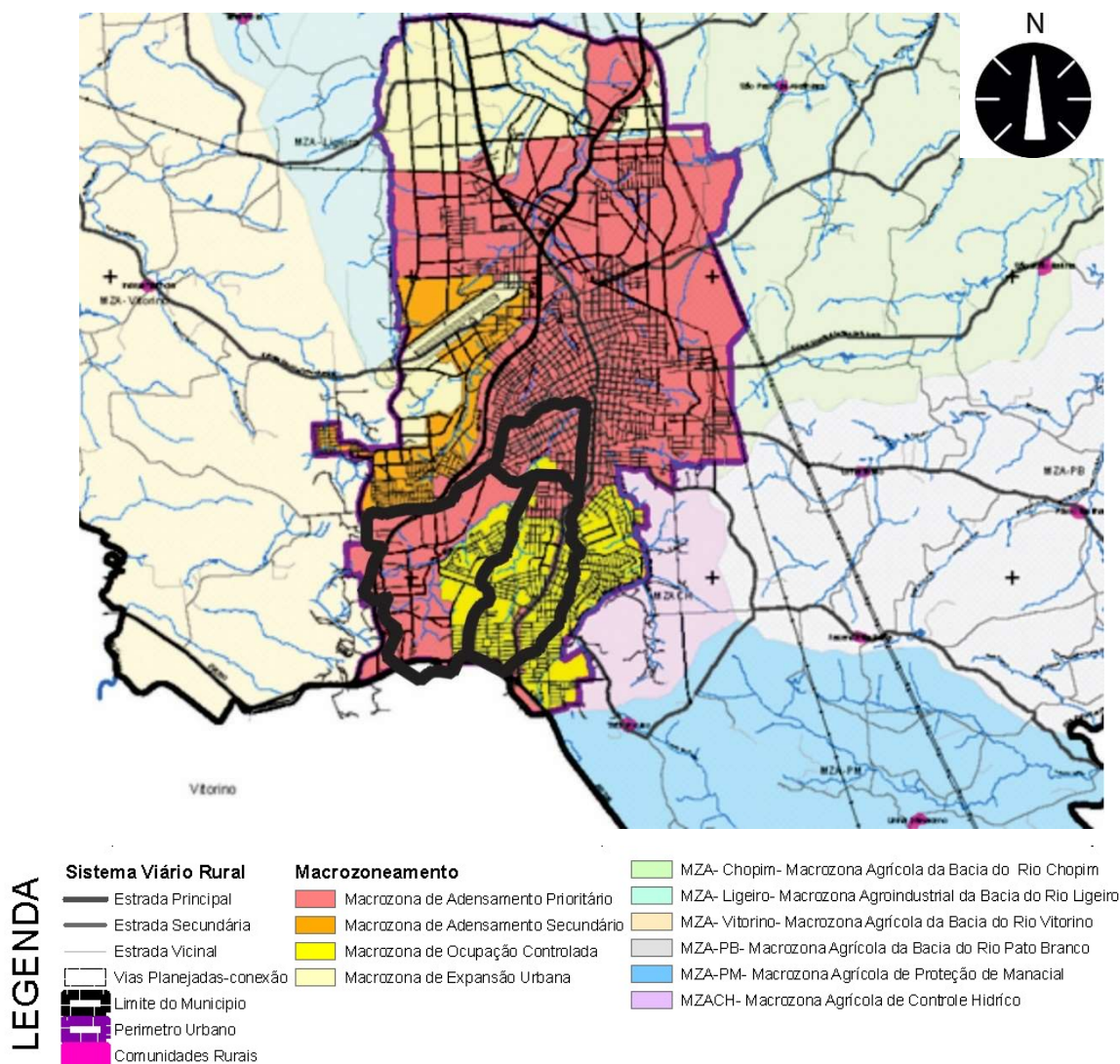


Figura 07 – Macrozoneamento de Pato Branco.

Fonte: Instituto de pesquisa e planejamento urbano de Pato Branco - IPPUPB (2017) adaptado.

A MEU conforme artigo 151 da referida Lei compreende áreas do território municipal, adjacentes às áreas urbanizáveis, são áreas delimitadas para a futura expansão da cidade, ou o assentamento de atividades especiais, que devam ficar confinadas e distantes do aglomerado urbano. A Macrozona de Expansão Urbana divide-se basicamente na Zona de Expansão Urbana e na Zona Industrial 2.

A MAP, conforme artigo 154 da referida Lei, compreende as áreas mais consolidadas da cidade, com as melhores condições de estrutura e infraestrutura

urbana, que devem ser aproveitadas de forma sustentável. A MAP está subdividida nas seguintes zonas: Zona Central Consolidada; Zona de Expansão Central 1; Zona de Expansão Central 2; Zona de Expansão Central 3; Zona Residencial 1; Zona Residencial 2; Zona Residencial 3; Zona Industrial 1; Zona Industrial e Serviços; Zona Institucional; Zona Interesse Histórico e Cultural e Eixo Estrutural Sul-Norte.

A MAS, conforme artigo 168 da referida Lei, compreende áreas ocupadas no território, com uso predominantemente residencial, caracterizadas pela deficiência de mobilidade e pela segregação das demais regiões da cidade, ocasionada pela deficiência dos sistemas de transposição da Rodovia BR-158. A MAS é composta basicamente pela Zona Residencial 4.

A MOC, conforme artigo 170 da referida Lei, é a região onde o uso e a ocupação do solo deve ser restringida, em função dos impactos negativos que podem causar ao trânsito e ao sistema de drenagem, o objetivo é o aproveitamento controlado da infraestrutura e estrutura urbana, estabelecendo-se como principais parâmetros de ocupação a capacidade de fluxo de tráfego e de drenagem pluvial, que serão monitoradas constantemente pela municipalidade. A MOC está é composta pela Zona Residencial 4 e pelo Eixo Estrutural Sul-Norte.

Além das Macrozonas apresentadas, o zoneamento do município de Pato Branco possui Zonas Especiais – ZE, conforme artigo 180 da referida Lei, as Zonas Especiais compreendem áreas do território que exigem tratamento especial e diferenciado das zonas que compõem o macrozoneamento do município. As Zonas Especiais dividem-se em: Zona Especial Vicinal; Zona Especial de Interesse Paisagístico e Ambiental; Zona Especial de Interesse Social e Zona Especial de Interesse do Aeródromo. As Zonas Especiais estão presentes em todas as Macrozonas citadas. A Zona Especial de Interesse Paisagístico e Ambiental de uma forma geral incentiva a preservação do ambiente natural, protegendo assim os recursos hídricos.

Cada uma das zonas apresentadas possui características diferentes de uso e ocupação. Para a análise do uso e ocupação do solo o principal elemento a se analisar é o índice mínimo de permeabilidade do solo para cada zona. A Figura 08 ilustra as zonas contidas do Plano Diretor de Pato Branco com seus respectivos índices construtivos.

TABELA DE OCUPAÇÃO DO SOLO NAS MACROZONAS										
MACROZONAS	ZONAS	sigla	coeficiente de aproveitamento básico	coeficiente de aproveitamento máximo	taxa de ocupação %	taxa de permeabilidade %	número máximo de pavimentos	tamanho mínimo do lote (m)	testada do lote (m)	
URBANAS	Macrozona de Expansão Urbana	ZEX	0,1	0,1	10	90	2	10000	50	
		ZI2	1	*	60	20	3	2000		
	Macrozona de Interesse Histórico e Cultural	ZHC		2,0	*	60	15	4	960	12
		ZDC		4,0	5,0	50	15	8	960	12
		ZC1		6,0	*	55	10	12	960	12
		ZC2		4,0	5,0	60	10	8	200	12
		ZC3		3,0	*	50	10	6	960	12
		ZR1		1,5	*	50	30	3	960	12
		ZR2		1,3	*	65	20	2	240	12
	Macrozona de Adensamento Secundário	ZR3		1,0	*	50	40	2	960	12
		ZI1		1,3	*	75	15	3	1000	20
		ZIS		1,4	*	70	10	2	500	20
		ZIT		2,0	*	50	20	4	3000	50
EE-SN			3,0	*	55	10	6	960	12	
Macrozona de Ocupação Controlada	Zona Residencial - 4	ZF4	1		50	30	2	960	12	
	Zona Residencial - 5	ZF5	0,6		30	60	2	450	15	
Zonas Especiais	Zona Especial Vicinal	ZEV								
	Zona Especial de Int. Pais. e Ambiental	ZEPA								
	Zona Especial de Interesse Social	ZEIS								
	Zona Especial de Proteção do Aeródromo	ZEPAR								
RURAS	As zonas serão definidas nas glebas por aptidão de uso Agricultura; Pastagem; Silvicultura; Preservação da Fauna e da Flora; de Uso Comunitário, Industrial e Turístico Rural e em Conflito de Uso	MZ Agriç. de Controle Hídrico								
		MZ Agriç. de Prot. do Manancial								
		MZ Agroindustrial do Leite								
		MZ Agriç. do Rio Pato Branco								
		MZ Agriç. e Turística do Chopim								
		MZ Agriç. da Baía do Vitorino								

Figura 08 – Tabela de uso e ocupação de Pato Branco.

Fonte: Instituto de pesquisa e planejamento urbano de Pato Branco - IPPUB (2017).

3.6. SOFTWARE AUTOCAD CIVIL 3D E O PLUGIN RIVER AND FLOOD ANALYSIS

O Civil 3D é um *software* da linha AutoCAD, desenvolvida pela Autodesk, voltado para elaboração e análise de projetos nos mais diversos ramos da engenharia civil. Além de possuir todas as funcionalidades do AutoCAD, o Civil 3D possui uma gama de ferramentas exclusivas que permitem ao usuário desenvolver, com facilidade, projetos na área de transportes, SIG e inúmeras aplicações envolvendo áreas ligadas ao meio ambiente, como análise de bacias hidrográficas e estudos hidráulicos e hidrológicos (AUTODESK, 2017).

Devido à facilidade em trabalhar com projetos, o que auxilia na troca de informações entre os colaboradores, o Civil 3D é considerado uma das mais poderosas ferramentas na área de Modelagem de Informações de Construções - BIM, e sua integração com *softwares* como o Land Desktop, da Autodesk, e HEC-RAS, do Corpo de Engenharia do Exército Norte Americano, tem atraído cada vez mais a atenção de pesquisadores, engenheiros civis, empresas de mineração e escavação, e diversas agências de proteção e conservação ambiental, para este *software* (AUTODESK, 2017).

O *software* possui funcionalidades para gerar mapas de declividades e de hipsometria baseado em dados topográficos fornecidos pelo usuário. O *software* ainda, possui compatibilidade com o sistema de mapas da Bing que por sua vez pertence à empresa *Microsoft*. O sistema Bing *Maps* fornece imagens de satélite que são atualizadas de tempo em tempo.

O *software* também possui a funcionalidade de realizar projetos de estradas, canais, loteamentos, redes de drenagem, entre outros, a partir de uma topografia inserida. O Civil 3D trabalha com os seguintes elementos (AUTODESK, 2018):

Alignments: Os objetos de alinhamento podem representar linhas centrais de estradas, redes de tubos e canais. Criar e definir um alinhamento horizontal é um dos primeiros passos na estrada, na ferrovia ou no design do site. O alinhamento pode ser criado desenhando uma polilinha, ou diretamente. O perfil do alinhamento em relação à topografia pode ser analisado em planta baixa ou em seção, especificando tangentes, curvas e raios nas mudanças de direção.

Assemblies: São objetos que gerenciam uma coleção de sub-assemblies, juntos, funcionam como blocos de construção básicos de uma estrada ou outro design

baseado em *Alignment*. Um objeto de montagem deve ser aplicado ao longo de um alinhamento para formar um corredor. A *Assembly* funciona como seção transversal que é extrudada ao longo do *Alignment*.

Corridors: Elementos utilizados para criar estradas, estradas, ferrovias canais. Um modelo de corredor constrói e usa vários objetos e dados AutoCAD Civil 3D, incluindo *subassemblies*, *assemblies*, *alignments*, superfícies e perfis. O *corridor* gerencia os dados, vinculando várias montagens - aplicadas para diferentes estacas cada uma contendo sua seção transversal - ao levantamento topográfico.

Sample lines: São as estacas que cortam o *corridor* de forma perpendicular, cada *sample line* contém uma seção transversal especificada através de uma *assembly*.

A Figura 09 ilustra a qualidade da imagem de satélite dentro do Civil 3D.



Figura 09 - Imagem de satélite do Civil 3D no município de Pato Branco.

Fonte: O autor, utilizando o software Civil 3D 2015 com o Bing Maps.

3.7. MODELAGEM HIDROLÓGICA

A modelagem hidrológica é uma ferramenta desenvolvida para simular o comportamento de um fenômeno físico dentro/ a partir de um sistema, como a precipitação, evaporação, infiltração e escoamento em rios (TUCCI, 2005b).

Segundo Singh (1995), um modelo hidrológico consistente deve considerar alguns componentes: a geometria do sistema, que envolve as características e processos hidrológicos da bacia hidrográfica; os dados de entrada; as condições iniciais e de contorno.

Singh (1995) acrescenta que os modelos podem ser concentrados ou distribuídos. Os concentrados fazem uma média das características da bacia hidrográfica, sem se preocupar com a variação espacial da vegetação, solos, precipitação, geologia ou topografia, as variáveis neste caso dependem unicamente do tempo. O modelo é dito distribuído quando as variáveis além de dependerem do tempo, também dependem do espaço.

O modelo hidrológico é uma das ferramentas que a ciência desenvolveu para melhor entender e representar o comportamento da bacia hidrográfica e prever condições diferentes das observadas (TUCCI, 2005 b).

Segundo Tucci (2005b), o modelo hidrológico é utilizado para prever o impacto da urbanização em bacia antes que ela ocorra, para que medidas de controle ou até mesmo medidas emergenciais possam ser tomadas, como a possibilidade de uma inundação ocorrer.

3.7.1. Método SCS

O método do SCS – *Soil Conservation Service*, atualmente NRCS – *National Resource Conservation Service*, do Departamento de Agricultura Americano, um método muito usado para cálculo de precipitação efetiva, ou seja, a precipitação que não será absorvida pelo solo nem interceptada, e que de fato irá escoar (USDA, 2004). O método foi desenvolvido pelo Departamento de Agricultura dos Estados Unidos em 1976. O método apresenta a vantagem de dispor de grande quantidade de trabalhos relativos ao ajuste de seu principal parâmetro, denominado *Curve Number* – CN, ou curva-número.

O método trata da representação da infiltração, afetando também a abstração inicial, sendo ajustado em função de quatro tipos diferentes de solo e de diversos aspectos de uso e ocupação. A quantificação dos parâmetros de CN se faz a partir de uma série de valores pré-tabelados, para diferentes tipos de solo e diferentes condições hidrológicas e de ocupação. A determinação da precipitação efetiva é realizada através das equações 1.1 e 1.2 (HAWKINS, 1993):

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \text{ e } Pe = \frac{(P - Ia)^2}{(P - Ia) + S} \quad (1.1 \text{ e } 1.2)$$

Onde:

Pe: Precipitação efetiva (mm);

P: Precipitação total (mm);

Ia: Perdas iniciais por retenção de chuva na bacia (mm);

S: Potencial de armazenamento na bacia (mm);

CN: Parâmetro *Curve Number*.

O objetivo das equações é determinar a precipitação efetiva de um evento, em função das características do solo e de seu uso e ocupação. O uso desse método admite que as perdas iniciais por retenção na bacia sejam de 20% do valor total do armazenamento potencial do solo, ou seja, o escoamento superficial é gerado apenas se o valor de precipitação total for maior que as perdas iniciais (USDA, 2004).

O valor de CN pode variar de 0 a 100, visto que quanto maior o número, maior será o escoamento superficial em relação à precipitação total.

O solo pode ser classificado em quatro tipos hidrológicos (HAWKINS, 1993):

- A - Solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a 8%, não havendo rocha nem camadas argilosas e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,5 m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1% (PORTO, 1995). Solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos profundos com pouco silte e argila.
- B - Solos arenosos menos profundos que os do Grupo A e com menor teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas, esse limite pode subir a 20% graças à maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até 1,5 m, mas é, quase sempre, presente camada mais densificada que a camada superficial

(PORTO,1995). Solos menos permeáveis do que o anterior, solos arenosos menos profundo do que o tipo A e com permeabilidade superior à média.

- C - Solos barrentos com teor total de argila de 20% a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até profundidade de 1,2 m. No caso de terras roxas, esses dois limites máximos podem ser de 40% e 1,5 m. Nota-se a cerca de 60 cm de profundidade, camada mais densificada que no Grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade (PORTO, 1995). Solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo percentagem considerável de argila e pouco profundo.
- D - Solos argilosos (30% a 40% de argila total) e ainda com camada densificada até 50 cm de profundidade. Ou solos arenosos como do grupo B, mas com camada argilosa quase impermeável ou horizonte de seixos rolados (PORTO, 1995). Solos contendo argilas expansivas e pouco profundos com muito baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial.

Tabalipa (2002) realizou um levantamento onde concluiu que os solos do município de Pato Branco possuem teores de argila acima de 30% (Tabela 01).

Tabela 01 – Textura do solo em Pato Branco

SOLO	AREIA		SILTE %	ARGILA %
	FINA %	GROSSA %		
NEOSSOLOS	4	4	32	60
CAMBISSOLOS	4	10	30	56
NITOSSOLOS	4	6	48	42
LATOSSOLOS	4	6	24	66

Fonte: TABALIPA (2002).

Os parâmetros de CN para diversos tipos de uso e ocupação são separados para cada um dos tipos de solo, conforme o Quadro 1.

Quadro 01 – Parâmetros de CN

UTILIZAÇÃO OU COBERTURA DO SOLO		GRUPOS DE SOLO			
		A	B	C	D
Agricultura de cereais em curvas de nível		62	74	82	85
Condições normais (gramados de 50% a 75%)		49	69	79	84
Excelentes condições (gramados > 75%)		39	61	74	80
Florestas		25	55	70	77
Lotes de (m2)	% média impermeável				
>500	65	77	85	90	92
1000	38	61	75	83	87
1300	30	57	72	81	86
2000	25	54	70	80	85
4000	20	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, etc.		98	98	98	98
Arruamentos e estradas					
Pavimentadas com rede de drenagem		98	98	98	98
Pavimentadas sem rede de drenagem		83	89	92	93

Fonte: TUCCI (1993); AKAN e HOUGHTALEN (2003) apud CANHOLI (2014) adaptado.

Para a condição de umidade antecedente do solo, o método utiliza três categorias:

- Categoria 1 – solos secos, em que as precipitações acumuladas dos últimos 5 dias não ultrapassam 15 mm;
- Categoria 2 – situação média dos solos na época das cheias, em que as precipitações acumuladas dos últimos 5 dias totalizam 15 e 40 mm. Esta situação é normalmente utilizada para se determinar hidrogramas de

escoamento superficial quando são elaborados projetos de drenagem urbana.

- Categoria 3 – solos úmidos, em que as precipitações acumuladas dos últimos 5 dias ultrapassam 40 mm e as condições meteorológicas não favorecem a evaporação.

Os parâmetros de CN expostos no Quadro 1 se referem à categoria 2 de umidade, o qual pode ser convertido para as demais situações se for de necessidade do projeto. A conversão pode ser feita de acordo com as equações 2.1 e 2.2 (RIGHETTO, 1998):

$$CN1 = \frac{4,2CN2}{10 - 0,058CN2} \text{ e } CN3 = \frac{23CN2}{10 + 0,13CN2} \quad (2.1 \text{ e } 2.2)$$

Onde:

CN1 = Parâmetro CN na categoria 1;

CN2 = Parâmetro CN na categoria 2;

CN3 = Parâmetro CN na categoria 3.

Como as condições de uso e ocupação do solo apresentam certa variabilidade espacial na maioria das bacias, o que implica em regiões com diferentes parâmetros de CN, é uma abordagem calcular um parâmetro médio que represente o sistema na sua totalidade.

3.7.2. Hidrograma Unitário de Clark

O conceito de hidrograma unitário é atribuído por Sherman (1932), é definido como uma função de transferência usada para converter um hietograma de chuva excedente em um hidrograma de projeto. Baseia-se na hipótese de que, se uma base ideal se comporta como um reservatório linear, pode-se demonstrar que chuvas efetivas de intensidades constantes e mesmas durações gerem hidrogramas com tempo de pico e durações iguais.

Os deflúvios gerados estarão na mesma proporção das chuvas efetivas, ou seja, se é determinado para uma bacia o hidrograma para 1 mm de chuva efetiva, então pode se determinar, por proporção, os deflúvios para outros totais de precipitação excedente, desde que as chuvas tenham a mesma duração. Como uma precipitação de projeto normalmente possui intensidade variável ao longo de sua duração, um hietograma de chuva excedente é interpretado como uma sequência de

blocos de chuva com a mesma duração. Logo, dispondo-se do hidrograma unitário para essa duração, obtém-se os hidrogramas parciais relativos a cada bloco e, somando-se as ordenadas (deflúvios), tem-se o hidrograma referente à chuva de projeto (CANHOLI, 2014).

O hidrograma unitário de Clark (Figura 10) foi proposto por Clark (1945). O método consiste na divisão da bacia em isócronas – linhas com mesmo tempo de trânsito para o escoamento – para computar o volume de precipitação efetiva em cada uma das partes resultantes da divisão da área total da bacia pelas isócronas. O método considera o retardo produzido pela própria bacia ao longo do escoamento até o exutório da bacia (CLARK, 1945). A Figura 10 ilustra as isócronas com intervalo temporal de 1 hora, a distribuição das isócronas gera as áreas entre elas.

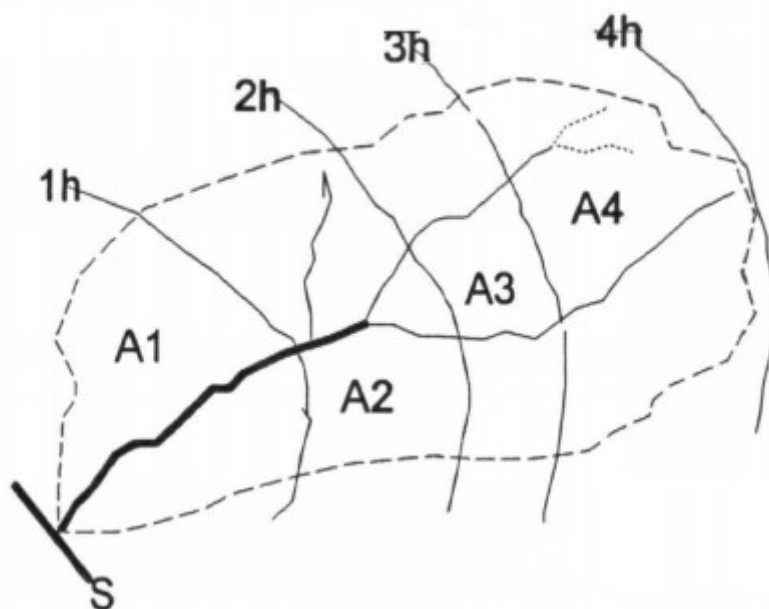


Figura 10 – Isócronas do hidrograma unitário de Clark.

Fonte: PORTO et al (1999).

O método supõe que a bacia considerada funcione como um suposto reservatório linear. O aumento de vazão na entrada da bacia será a vazão amortecida e retardada que vai sair desta. O método se baseia na equação de continuidade (equação 03):

$$I - Q = \frac{\Delta S}{\Delta t} \quad (03)$$

Onde:

I = Vazão de entrada (m³/s);

Q = Vazão de saída (m³/s);

S = Volume armazenado (m³).

t = Tempo considerado.

E ainda:

$$S = Q * R \quad (04)$$

Onde:

S = Volume armazenado (m³);

Q = Vazão de saída (m³/s);

R = Coeficiente de armazenamento.

Combinando as equações 03 e 04, resulta em:

$$Q = Ca * I + Cb * Q_{i-1} \quad (05)$$

Equação no qual Ca e Cb são coeficientes de propagação e se definem:

$$Ca = \frac{\Delta t}{R + 0.5 * \Delta t} \quad e \quad Cb = 1 - Ca \quad (6.1 e 6.2)$$

E por fim:

$$Q_{final} = \frac{Q + Q_{i-1}}{2} \quad (07)$$

O método considera como vazão final a média de Qi com Qi-1 em cada intervalo de tempo, onde "i" é o intervalo considerado.

As áreas entre as isócronas foram calculadas através das equações 08 e 09 (USACE, 2000):

$$At = A * 1,414 \left(\frac{T}{Tc} \right)^{1,5} \quad para \quad T < (0,5 * Tc) \quad (08)$$

E ainda:

$$At = A * (1 - 1,414(1 - \left(\frac{T}{Tc} \right))^{1,5}) \quad para \quad T \geq (0,5 * Tc) \quad (09)$$

Onde:

T = isócrona considerada (horas);

Tc = Tempo de concentração (horas);

A = Área total da bacia (km²);

At = Área acumulada até a isócrona T (km²).

3.7.4. Método de Muskingum-Cunge

O método de Muskingum-Cunge é um modelo híbrido, pois apesar de fazer parte da modelagem hidrológica, contém propriedades físicas de um modelo hidráulico. Segundo Cunge (1969), o método permite calcular o amortecimento das ondas de cheias expressando os termos “K” e “X” oriundos do método de Muskingum como características físicas do canal. O método utiliza as equações 10 a 12 (USACE, 2000):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = \mu \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad (10)$$

Onde:

Q = vazão de referência (m³/s);

t = tempo (h);

x = deslocamento no sentido do escoamento (m);

μ = difusividade hidráulica;

c = coeficiente de celeridade (m/s);

Onde c é expresso por:

$$\frac{dQ}{dA} = c \quad (11)$$

E μ é expresso por:

$$\mu = \frac{Q}{2 * B * S_0} \quad (12)$$

Onde:

B = largura do canal na superfície da água (m);

S₀ = declividade do canal em (m/m).

Para determinar a vazão amortecida pelo canal, o método utiliza a equação 13:

$$Q = C1 * I_{t-1} + C2 * I_t + C3 * Q_{t-1} \quad (13)$$

Onde:

Q = vazão de saída (m³/s);

I = vazão de entrada (m³/s);

t = instante em que se está sendo realizado o cálculo;

C = coeficientes que são determinados pelas equações 14 a 16:

$$C1 = \frac{\frac{\Delta t}{K} + 2X}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1 - X)} \quad (14)$$

$$C2 = \frac{\frac{\Delta t}{K} - 2X}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1 - X)} \quad (15)$$

$$C3 = \frac{2(1 - X) - \frac{\Delta t}{K}}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1 - X)} \quad (16)$$

Onde os parâmetros K e X são definidos pelas equações 17 e 18 (Cunge, 1969; Ponce e Yevjevich 1978):

$$K = \frac{\Delta x}{c} \quad (17)$$

E:

$$X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q}{B * S_0 * c * \Delta x} \right) \quad (18)$$

3.7.5. HEC-HMS

O módulo *Hydrologic Modeling System* do *Hydrologic Engineering Center* – HEC-HMS, possui diferentes recursos que permitem realizar simulações para variadas finalidades em gerenciamento de recursos hídricos. A plataforma foi desenvolvida pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (USACE, 2000).

O *software* HEC-HMS simula o processo de transformação chuva-vazão em sistemas de bacias e sub-bacias hidrográficas. Ele possibilita estimar o escoamento superficial, calculando as vazões resultantes de uma determinada precipitação de entrada em diferentes pontos da rede de macrodrenagem (CANHOLI, 2014).

O HEC-HMS pode ser utilizado em uma grande gama de casos, sendo aplicado a grandes e pequenas bacias hidrográficas. Os hidrogramas produzidos podem ser utilizados diretamente ou em conjunto com outros *softwares* para estudos de hidrologia, drenagem urbana, previsão de vazões, impactos de urbanização, projetos de vertedores, redução de prejuízos associados a inundações, entre outras aplicações (USACE, 2000).

Para realizar a modelagem hidrológica, o HEC-HMS configura a bacia hidrográfica nos seguintes elementos hidrológicos: sub-bacia, que é uma representação física da bacia hidrográfica; trecho, que corresponde a um trecho de canal e conduz a vazão dos rios e canais para jusante ao longo da bacia; junção, que corresponde a um nó; fonte, utilizado para introduzir vazão em um ponto do sistema; sumidouro, utilizado para representar águas retiradas da bacia; reservatório e derivação (USACE, 2000).

3.8. MODELAGEM HIDRODINÂMICA

O planejamento da drenagem urbana requer que as capacidades de vazão associadas aos canais de macrodrenagem sejam determinadas corretamente. As mudanças existentes na geometria do canal, na planície de inundação e a diversidade de materiais que revestem essas superfícies resultam em mudanças nas condições de escoamento. Portanto, faz-se necessário a utilização de modelos que levem essas características em consideração.

Os modelos hidrodinâmicos são modelos que, dentre outros objetivos, buscam simular inundações. Os modelos permitem analisar cenários, alternativas, prever fenômenos. A partir de uma simulação, pode-se elaborar um plano emergencial, por parte de autoridades como a Defesa Civil. Na drenagem urbana o escoamento pode ser considerado em regime permanente ou não permanente.

Para Canholi (2014), o escoamento permanente é frequentemente considerado no dimensionamento e verificação da capacidade de vazão dos canais, isso decorre da maior facilidade e simplicidade matemática características da aplicação dessa metodologia. Para Azevedo Netto et al (1998), o escoamento permanente é aquele cujas características – força, velocidade e pressão – independem do tempo, a vazão é constante em um ponto da corrente. O escoamento permanente não se enquadra na modelagem hidrodinâmica pelas considerações citadas.

Azevedo Netto et al (1998), define o escoamento não permanente como sendo o escoamento que além de mudar de ponto para ponto mudam também de instante para instante. Porto (2006), define o escoamento não permanente como sendo o escoamento que há variação de vazão no tempo, seja na profundidade da água ou em outros parâmetros hidráulicos. O escoamento não permanente tem a possibilidade de utilizar um hidrograma como condição de contorno, podendo ser possível assim

analisar a diferença de comportamento do sistema de macrodrenagem frente às alterações de vazão em função do tempo.

3.8.1. HEC-RAS

A grande supremacia de situações na natureza são as que envolvem escoamentos no regime não permanente.

O escoamento não permanente é representado pelo conjunto das equações de Saint-Venant – equação da continuidade e da quantidade de movimento - na forma completa ou com simplificações.

O módulo *River Analysis System* do *Hydrologic Engineering Center* – HEC-RAS possui a funcionalidade de resolver as equações de Saint-Venant completas, por aplicação do método das diferenças finitas para uma simulação em regime não permanente (USACE, 2016b). O software resolve as equações 19 e 20 – continuidade e quantidade de movimento:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (19)$$

E:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(QV)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} - S_o + S_f \right) = 0 \quad (20)$$

Onde:

Q = vazão de referência (m³/s);

t = tempo (h);

x = direção no sentido do escoamento (m);

A = Área molhada em cada seção transversal (m²);

a = coeficiente de distribuição de velocidade;

S_o = declividade do fundo do canal (m/m);

h = altura da seção molhada (m);

S_f = declividade de fricção (m/m).

V = velocidade média em cada seção transversal (m/s).

A declividade de fricção é resolvida pela equação 21:

$$S_f = \frac{|Q|Qn^2}{A^2Rh^{3/4}} \quad (21)$$

Onde:

n = valor “n” da equação de Manning;

R_h = Raio Hidráulico – área molhada/perímetro molhado.

As seguintes hipóteses foram consideradas para a elaboração das equações de Saint-Venant (Chow et al, 1988):

- Fluido incompressível e homogêneo;
- Funções contínuas em relação ao tempo e ao espaço;
- O escoamento é unidimensional;
- A declividade do canal é baixa;
- É possível utilizar equações de perda de carga, semelhantes às usadas para o regime de escoamento permanente, como as equações de Chézy ou Manning;
- A pressão é hidroestática, ou seja, depende apenas da altura da água desprezando a aceleração vertical do escoamento.

O HEC-RAS, no módulo de regime não permanente, resolve as equações para diferentes vazões e alturas de nível de água simultaneamente para cada seção transversal informada ao programa em cada passo de tempo. As equações de Saint-Venant são capazes de simular o escoamento não permanente com considerável precisão (AMIR et al, 2015).

3.9. ESTUDOS SEMELHANTES À PROPOSTA DESTE TRABALHO

Sarhadi, Soltani e Reza (2012), utilizaram o HEC-RAS para simular inundações nos rios Shour, Halil e Malanti no Irã. O software ArcMap foi utilizado no pré e pós processamento da simulação. As simulações foram feitas para diversos períodos de retorno. Os autores calibraram o modelo hidrodinâmico baseado em imagens de satélite das áreas inundadas.

Heimhuber, Hannemann e Rieger (2015), utilizaram o HEC-RAS para simulação em Onaville, no interior do Haiti, que foi construída inicialmente por refugiados da capital Porto Príncipe. O resultado deste trabalho foi utilizado por uma Organização Não Governamental (ONG) para a elaboração de planos de risco para o município. Os autores mostraram a importância em estimar futuras inundações.

Ezz (2017), utilizou o HEC-RAS para simular inundações da área do planalto Assuit no sudoeste do Egito. O autor utilizou o método do SCS para calcular a precipitação efetiva (USDA, 2004) e utilizou o hidrograma triangular unitário do SCS

(USDA, 2007) para transformar a precipitação efetiva em vazão. O autor analisou dois eventos de chuva-vazão – um com período de retorno de 50 anos e outro como sendo a maior precipitação registrada no histórico de chuvas da região – e teve como resultado uma profundidade máxima de água de 4,1 metros e uma velocidade máxima de 11,75 m/s.

Wang et al (2018), realizaram um estudo no Rio Sacramento, onde utilizaram o módulo *Riparian Vegetation Simulation Mode* – RVSM acoplado ao HEC-RAS para estudar vegetações ribeirinhas, estimando germinação de sementes, crescimento e mortalidade das plantas devido à processos fluviais. Os resultados mostraram a acréscimo da cobertura das espécies de algodão, arbustos ribeirinhos, espécies invasivas e campim bem como mostraram a redução da cobertura da floresta mista ao longo de 8 anos de análise. Esse exemplo mostra a diversidade de recursos do HEC-RAS.

Quiroga et al (2016), realizaram um estudo no Rio Mamore localizado na Amazônia Boliviana para simular um evento de inundação ocorrido em fevereiro de 2014. Os autores compararam a simulação com uma imagem do satélite Terra Aqua e tiveram bons resultados. As alturas do nível de inundação resultantes ajudaram os autores a classificar áreas expostas em diferentes níveis de risco.

Shrestha e Lohpaisankrit (2017), utilizaram o HEC-RAS para simular inundações em cenários futuros na bacia do Rio Yang na Tailândia. Foram construídos cenários para os anos de 2020, 2050 e 2080. Os autores verificaram que a precipitação média anual tende a aumentar no futuro. Os autores realizaram simulações com períodos de retorno de 25, 50 e 100 anos e obtiveram manchas de inundação para cada cenário nos diferentes períodos de retorno.

Logah et al (2017), utilizaram o HEC-RAS para simular a liberação da água de uma barragem localizada no *Lower Delta River* em Gana. Um modelo hidrodinâmico foi utilizado para simular a elevação da superfície da água ao longo do leito do rio a jusante, utilizando vazões especificadas como condição de contorno oriundas da barragem. Os resultados mostraram que grandes áreas seriam inundadas e a vazão simulada foi de aproximadamente 2300 m³/s.

Siddique-E-Akbor et al (2011) trabalharam com o HEC-RAS em Bangladesh. Os autores compararam a simulação do HEC-RAS com dados do satélite Envisat. Os autores dispunham de levantamento topo-batimétrico de algumas seções dos rios

estudados e dados de alturas das seções molhadas. Os autores analisaram as diferenças entre os níveis simulados com os níveis oriundos da imagem de satélite.

Ali et al (2011), utilizaram o HEC-HMS para validar e calibrar um modelo hidrológico na bacia Lai Nullah em Islamabad no Paquistão. Os autores utilizaram 5 eventos de chuva-vazão para validar e calibrar o modelo. O cálculo da precipitação efetiva foi realizado através do método do SCS (USDA, 2004) e a transformação de precipitação efetiva em vazão foi realizado através do Hidrograma Triangular Unitário do SCS (USDA, 2007). Os autores simularam um cenário futuro com maiores taxas de urbanização e compararam os resultados.

Suriya e Mudgal (2012), utilizaram o HEC-HMS e o HEC-RAS para simular inundações na sub-bacia Thirusoolam na cidade de Chenai na Índia. Os autores compararam os hidrogramas dos anos de 1976 e 2005 e como resultado do trabalho elaboraram um mapa de riscos, apresentando E classificando-o de acordo com as cotas de inundação.

Nandalal (2009), utilizou o HEC-RAS para simular manchas de inundação do Rio Kalu no Sri Lanka. O autor utilizou o HEC-RAS tanto no regime permanente como no regime não permanente. O modelo foi calibrado através de manchas de inundação observadas. O autor utilizou os valores de *Manning* para a fase de calibração, e obteve bons resultados.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

4.1. LOCAL DE ESTUDO

O local de estudo abrange parte do perímetro urbano, uma pequena parcela do perímetro rural do município de Pato Branco – PR, além de uma pequena parcela rural do município de Vitorino - PR. Pato Branco localiza-se no sudoeste do Paraná, limitando-se pelas coordenadas 26°16'57,15" e 26°10'23,05" latitude sul e 52°43'21,43" e 52°37'15,61" longitude oeste. Os limites pelo sistema de coordenadas UTM (*Universal Transversa de Mercator*), em quilômetros, são 7.092 a 7.104 e 328 a 338 (TABALIPA, 2002). Pato Branco está a 437 quilômetros da capital paranaense Curitiba por meio de estradas. A Figura 11 ilustra a localização de Pato Branco. A Figura 11 também ilustra que a área de estudo abrange uma pequena parcela do município de Vitorino, ao sul.

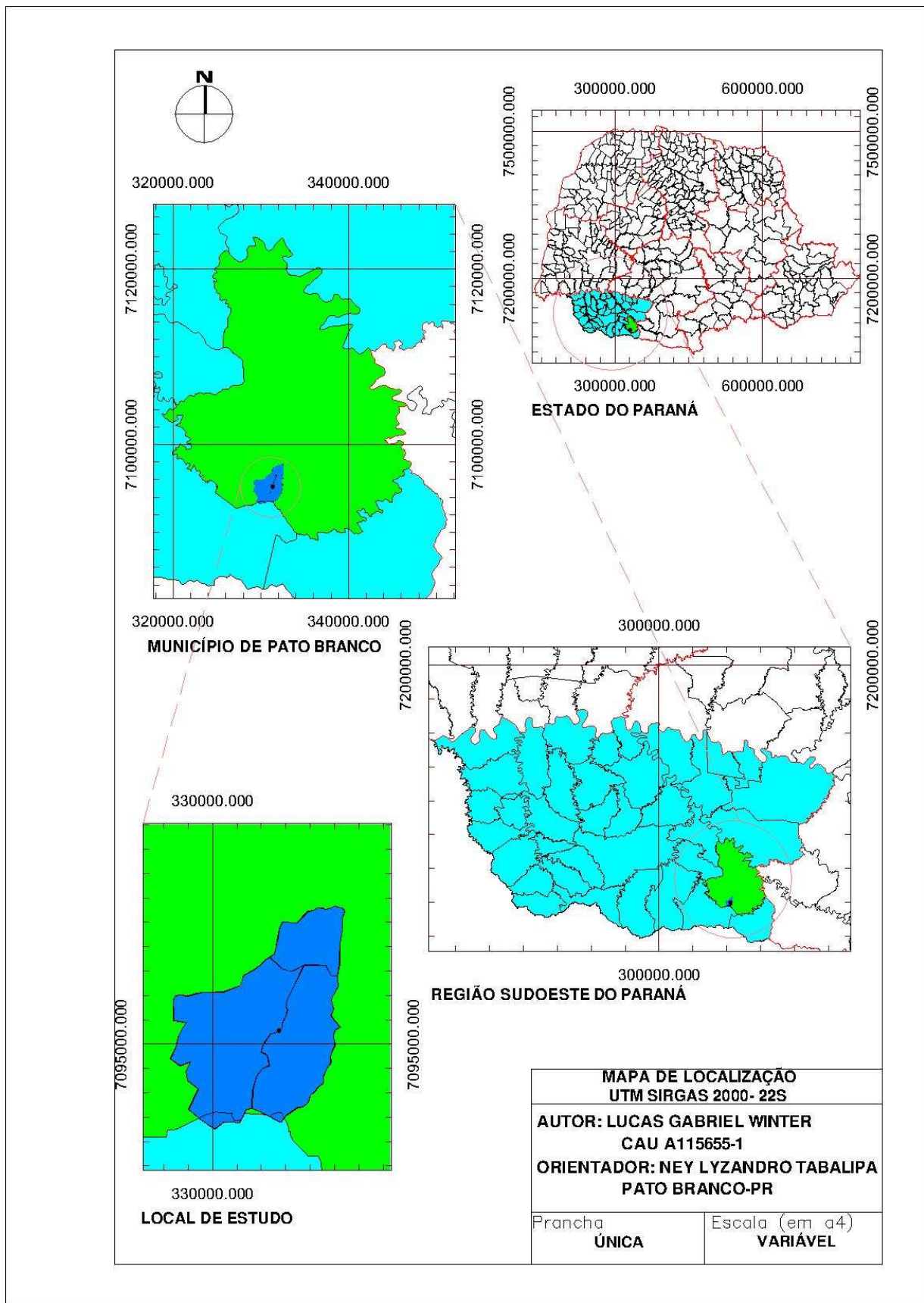


Figura 11 – Localização de Pato Branco

Fonte: O autor.

O local de estudo está localizado na bacia do Córrego Fundo. O Córrego Fundo atravessa a cidade no sentido sul-norte até ter a sua foz no Rio Ligeiro, na esquina da Avenida Brasil com a Rua Itacolomi, na parte central da cidade, exutório do modelo hidrológico e hidrodinâmico deste trabalho. A vetorização da rede de hidrografia foi cedida pela Prefeitura Municipal de Pato Branco através do seu mapa base municipal.

A bacia do Córrego Fundo foi dividida em 3 sub-bacias (Figura 12) de forma que as sub-bacias 2 e 3 tem o seu exutório localizado no Lago do Bairro Santa Terezinha e a sub-bacia 1 tem o seu exutório na foz do Córrego Fundo. O Córrego Fundo tem a sua nascente na sub-bacia 2.

A sub-bacia 3 compreende o aqui denominado Córrego Secundário, utilizou-se essa denominação pois não foi encontrado na literatura a denominação oficial do mesmo. A Figura 12 ainda ilustra a área onde foi realizada a simulação hidrodinâmica, trata-se do trecho canalizado do Córrego Fundo, com extensão de 520 metros, último trecho até esse chegar na sua foz, exutório do modelo. O total da área de estudo é de 999,07 hectares.

A delimitação das sub-bacias hidrográficas levou em consideração os seguintes fatores: Topografia natural e alterada pelo traçado das ruas; localização das bocas-de-lobo e rede de microdrenagem subterrânea; e localização da bacia de retenção ou Lago do bairro Santa Terezinha.

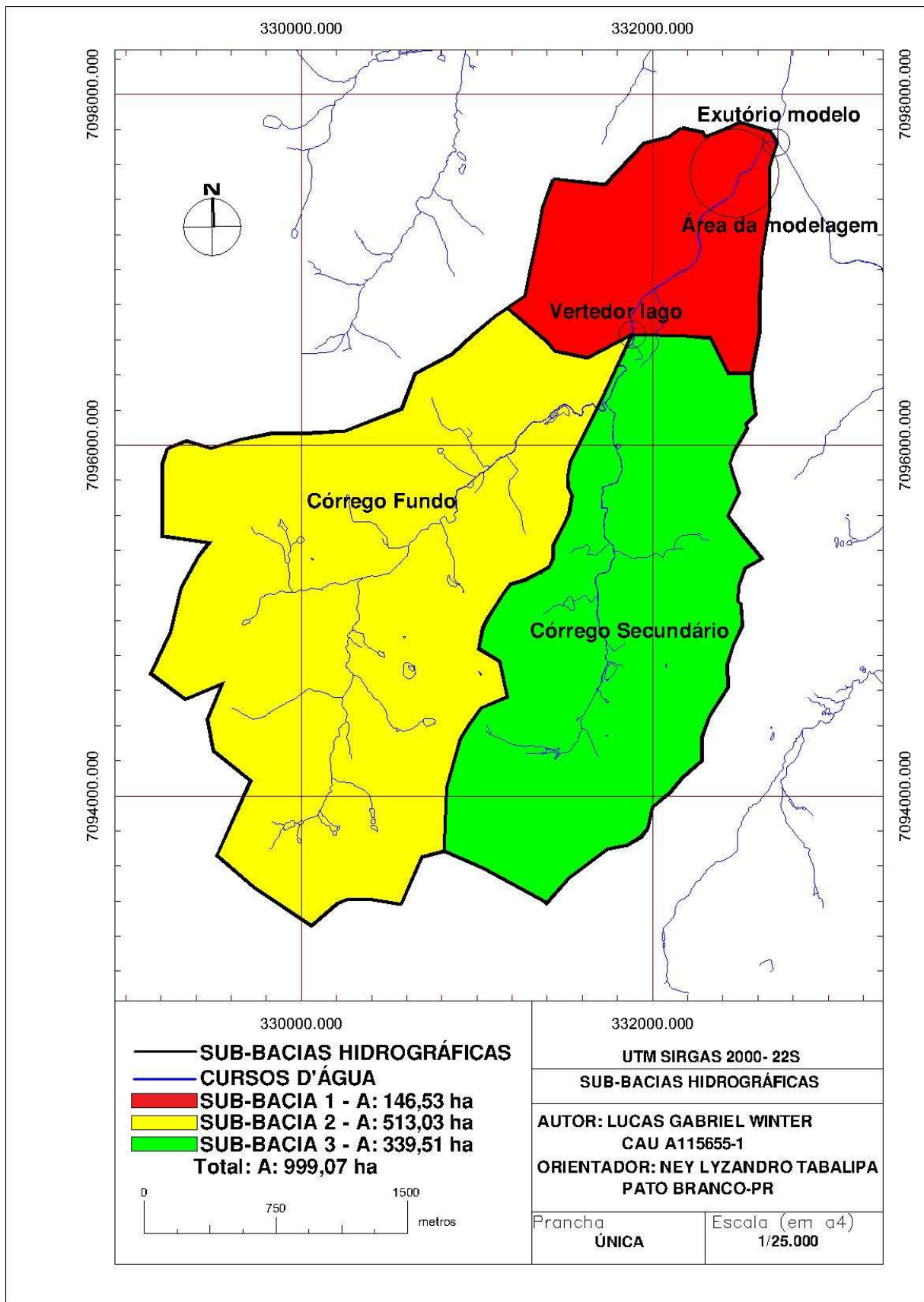


Figura 12 – Sub-bacias.

Fonte: O autor.

A partir da junção do Córrego Fundo com o Rio Ligeiro – exutório do modelo - a canalização passa a ser fechada, esta atravessa toda a parte central da cidade, e só volta a ter seu topo a céu aberto em áreas que historicamente não apresentaram inundações, por esta razão, adotou-se o último ponto antes da canalização fechada como objeto para a modelagem hidrodinâmica. Cabe aqui ressaltar que esse trabalho busca avaliar a capacidade de escoamento do Córrego Fundo somente, o último ponto antes da canalização fechada do Rio Ligeiro não foi analisado e poderá a ser objeto de estudo de outro trabalho semelhante. Conforme Jabur et al (2013), inundações no Córrego Fundo foram observadas nos anos de 1980, 2009 e 2010. A Figura 13 mostra o último ponto antes da canalização fechada do Córrego Fundo, o trecho está canalizado por paredes de concreto pré-moldado de aproximadamente 20 centímetros de espessura, sendo que as dimensões internas do canal são de 2,60 metros de altura por 4,10 metros de largura. Este local está localizado na esquina da Rua Itacolomi com a Avenida Brasil, exutório do modelo.



Figura 13 - Último ponto antes da canalização fechada do Córrego Fundo.

Fonte: O autor.

4.2. DADOS TOPOGRÁFICOS

A base topográfica do projeto foi cedida pela Prefeitura Municipal de Pato Branco através de arquivo em formato *dwg*, o qual contém curvas de nível de 1 em 1 metro. Foi verificado, através da comparação das curvas de nível com a extensão do

trecho canalizado do Córrego Fundo que o levantamento topográfico foi realizado antes da canalização deste, e que por motivos de simplificação, a canalização não seguiu exatamente o mesmo trajeto do leito natural (Figura 14).



Figura 14 – Trecho canalizado do Córrego Fundo em comparação com a topografia desatualizada.

Fonte: O autor, utilizando o Civil 3D.

Verifica-se na Figura 14 que a canalização – ilustrada em verde claro - buscou, naturalmente, simplificar o trajeto do Córrego Fundo, desta maneira foi necessário realizar uma retificação na topografia no trecho canalizado, objeto da modelagem hidrodinâmica. Para a retificação da topografia foi utilizado o *Global Positioning System* - GPS RTK T500 (Figura 15) da *Topomap Positioning Systems* – TPS, o qual coleta e memoriza as cotas “x”, “y” e “z” da topografia tendo como *Datum* de referência SIRGAS 2000, 22S. A topografia levantada corretamente mostra-se como o fator dominante para os resultados de manchas de inundação (BALES e WAGNER, 2009).



Figura 15 – Base do GPS RTK 500.

Fonte: O autor.

Foram coletados um total de 713 pontos (Figura 16) ao longo dos 520 metros do trecho canalizado do Córrego Fundo, em diversos locais o córrego passa em meio a propriedades particulares, os moradores locais gentilmente autorizaram o levantamento.



Figura 16 – Retificação da topografia com auxílio de GPS.

Fonte: O autor.

Para o levantamento topográfico realizado foi utilizado um conjunto de receptores, denominados Base e *Rover*, em que ambos realizam comunicação com satélite, onde a Base é instalada em um local livre de vegetação e/ou construções próximas, enquanto com o receptor *Rover* é percorrido os pontos para coleta das informações. O sistema *Real Time Kinematic* - RTK, além do rastreamento de sinal pela Base e *Rover* por meio de satélites, os receptores possuem uma comunicação via rádio entre si, o que permite que o receptor do *Rover*, tenha condições de fornecer uma precisão instantânea, pela correção de posicionamento feita pela base. Nesse sistema é possível saber a precisão da medição durante o trabalho, bem como realizar processamento de áreas, distâncias entre outras informações. No levantamento, não há a necessidade de visualização entre os pontos levantados, apenas é necessário a abertura para recepção do sinal dos satélites. Assim os maiores problemas enfrentados com levantamentos com RTK é a qualidade de sinal de GPS, o que é prejudicado por vegetação ou construções (GRANDO et al, 2014).

Com a base topográfica corrigida, foi possível gerar o mapa hipsométrico e de declividades utilizando o Civil 3D (Figuras 17 e 18). Cabe ressaltar que para a delimitação das sub-bacias a base topográfica desatualizada seria suficiente, uma vez que a delimitação independe das proximidades do Córrego Fundo, porém a base topográfica corrigida foi utilizada também na etapa da simulação hidrodinâmica e neste caso a elaboração de manchas de inundação depende diretamente da topografia próxima ao Córrego Fundo.

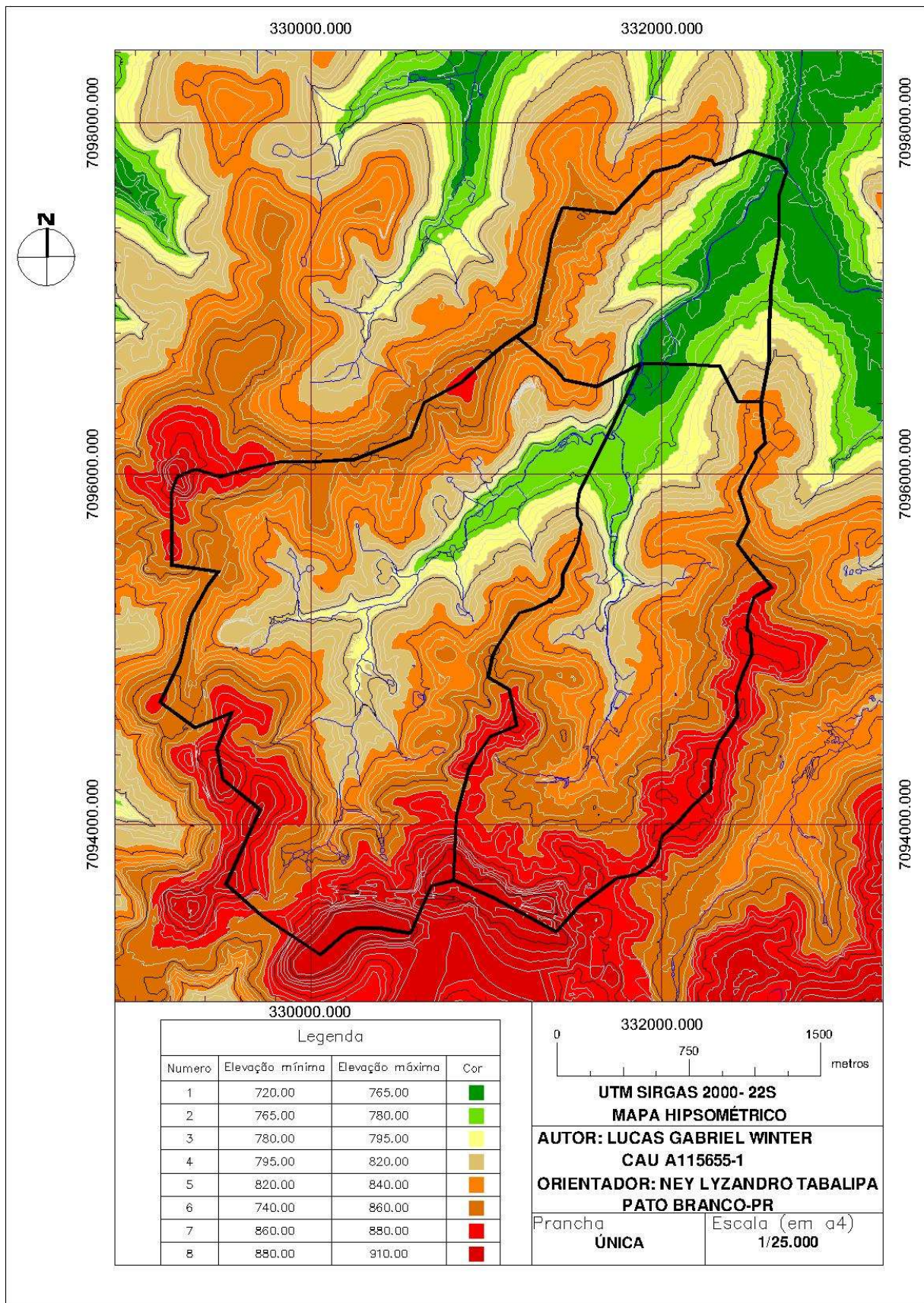


Figura 17 - Mapa de hipsometria.

Fonte: O autor.

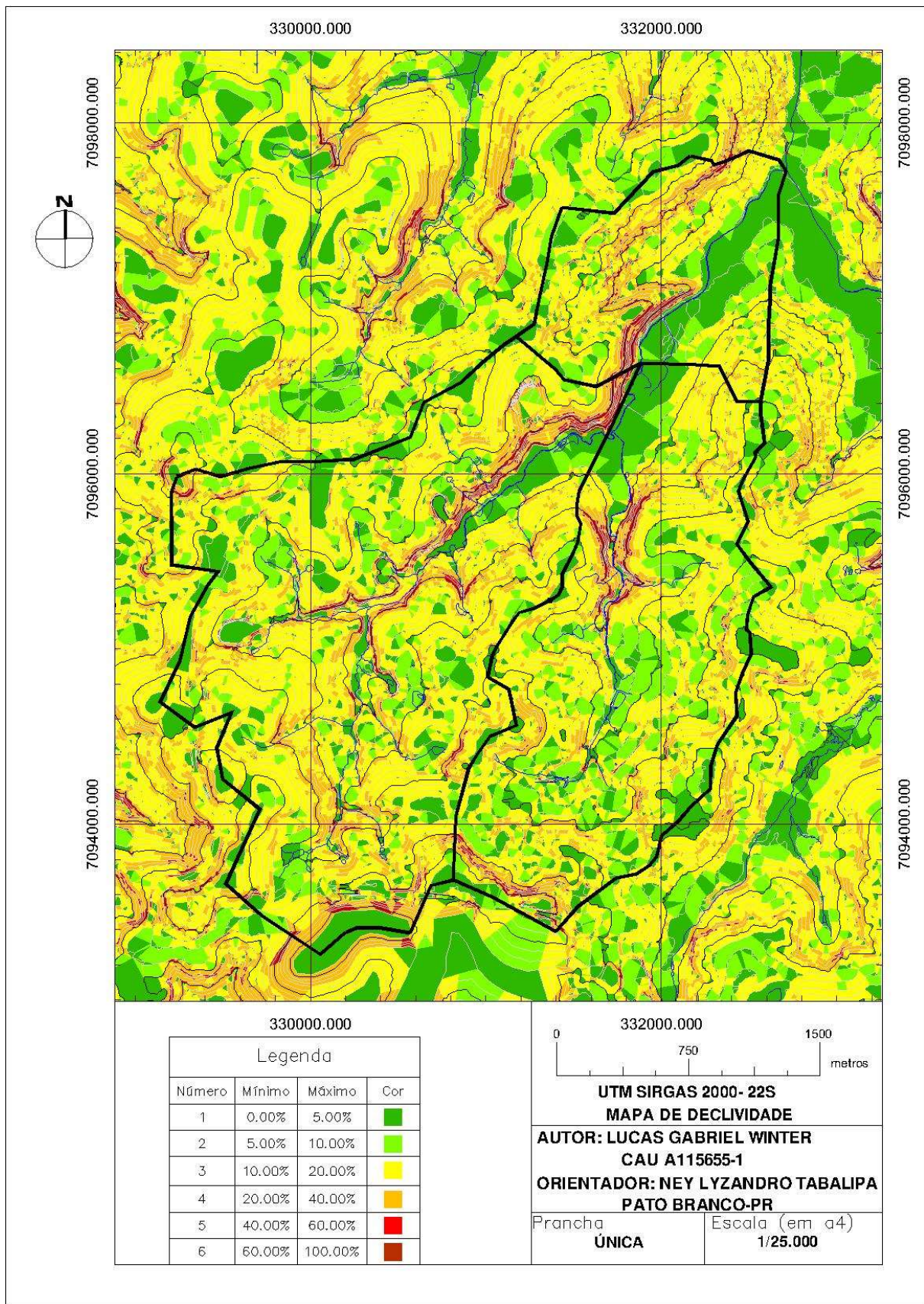


Figura 18 - Mapa de declividades.

Fonte: O autor.

4.3. LAGO DO BAIRRO SANTA TEREZINHA

As sub-bacias 2 e 3 tem o seu exutório no lago do bairro Santa Terezinha, lago este que foi executado pela Prefeitura Municipal de Pato Branco utilizando recurso do Programa de Aceleração do Crescimento – PAC (BRASIL, 2018), visando coibir inundações no Córrego Fundo. As Figuras 19 e 20 mostram o lago olhando das bordas sul e norte, respectivamente.



Figura 19 - Lago do Bairro Santa Terezinha, com vista a partir da borda sul.

Fonte: O autor.



Figura 20 – Lago do Bairro Santa Terezinha, com vista a partir da borda norte.

Fonte: O autor.

Para considerar o efeito de amortecimento do lago, é necessário saber suas características como: curva cota-área, curva cota-volume, capacidade máxima de retenção e características do vertedor. Uma vez que a execução da obra foi realizada de forma divergente ao projeto não era possível constatar as informações supracitadas com precisão. Baseado nisso, foi necessário realizar medição *in loco* com GPS, medindo a profundidade do lago. A profundidade de cada ponto foi obtida mergulhando a haste do *rower* até tocar o solo.

A base topográfica fornecida pela Prefeitura Municipal de Pato Branco foi elaborada antes da execução do lago, portanto não possuía informações de profundidade. Utilizando barco, foram coletados 687 pontos, após isso utilizou-se o Civil 3D para realizar a fusão dos pontos levantados com a base topográfica. Além da parte submersa, foram medidas todas as bordas até o coroamento do lago.

Como resultado, elaborou-se um novo projeto ilustrando a capacidade de retenção do lago. Foram elaborados 4 perfis transversais para detalhar a medição (Figuras 21 a 23).

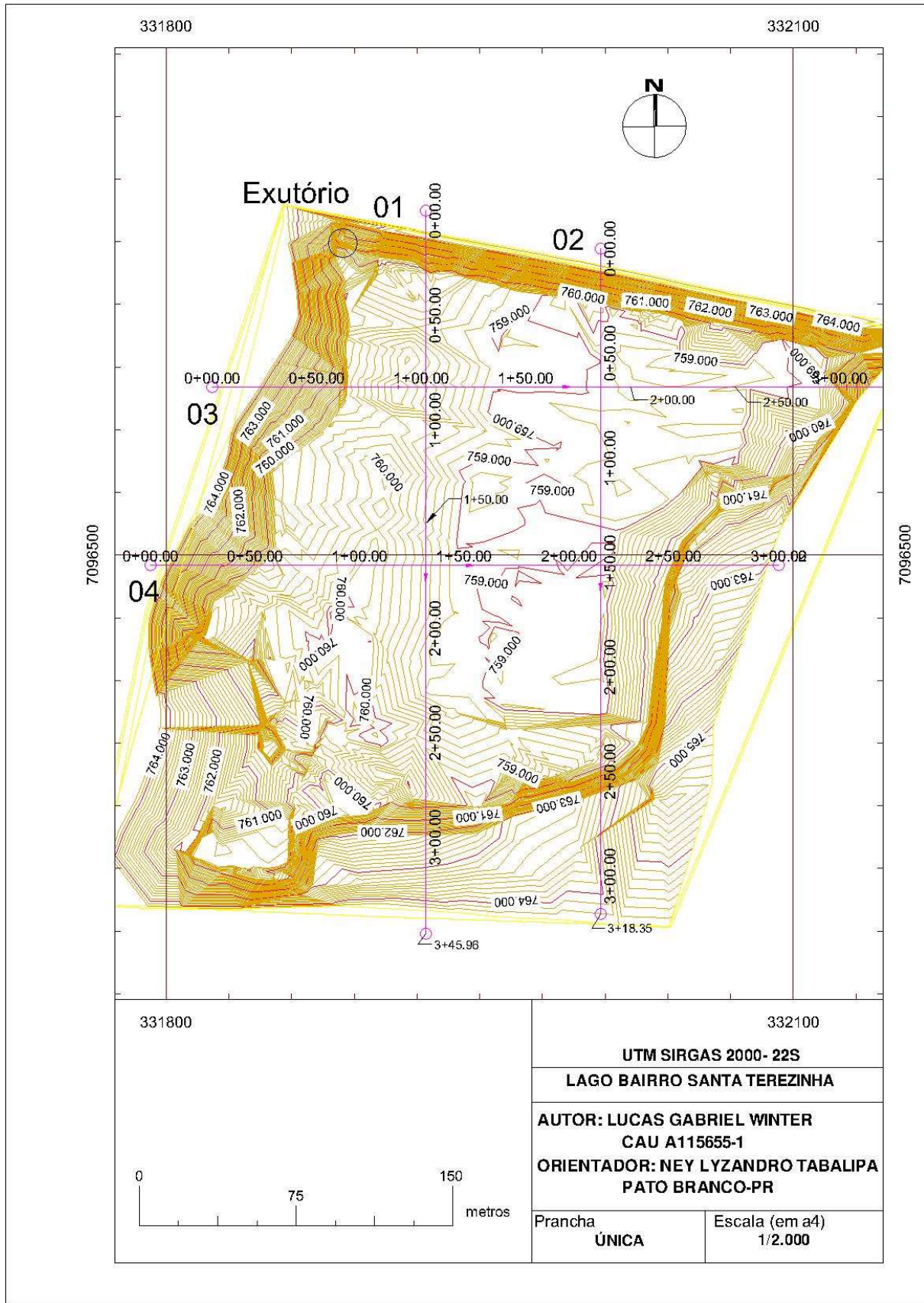
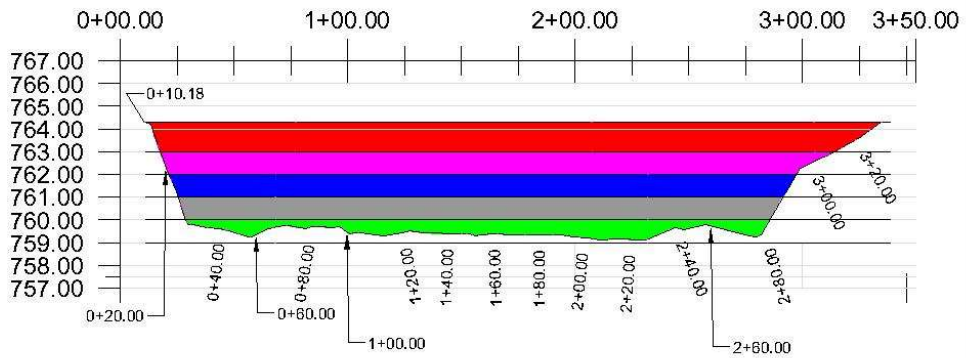


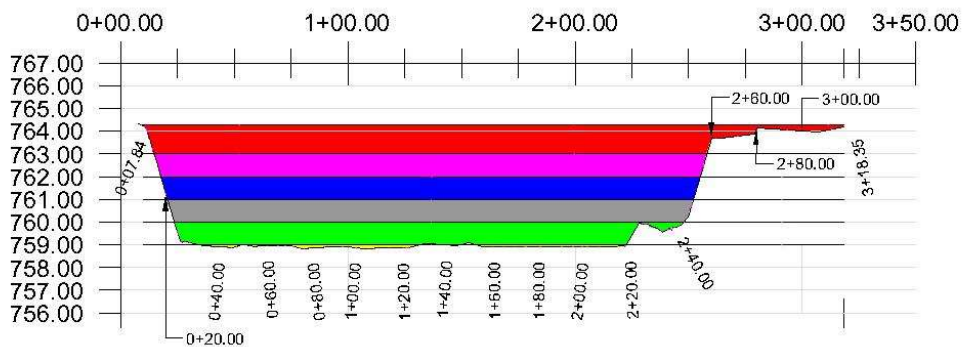
Figura 21 – Planta baixa do lago.

Fonte: O autor.

Perfil transversal 01 Estacas



Perfil transversal 02 Estacas



	ATÉ COTA 759.00 - 14,04 m ³
	ATÉ COTA 760.00 - 14820,81 m ³
	ATÉ COTA 761.00 - 60635,65.69 m ³
	ATÉ COTA 762.00 - 117169,5 m ³
	ATÉ COTA 763.00 - 166674,87 m ³
	ATÉ COTA 764.30 - 245309,09 m ³

UTM SIRGAS 2000- 22S	
LAGO BAIRRO SANTA TEREZINHA	
AUTOR: LUCAS GABRIEL WINTER CAU A115655-1	
ORIENTADOR: NEY LYZANDRO TABALIPA PATO BRANCO-PR	
Prancha ÚNICA	Escala (em a4) 1/2.500

Figura 22 – Perfis transversais 01 e 02.

Fonte: O autor.

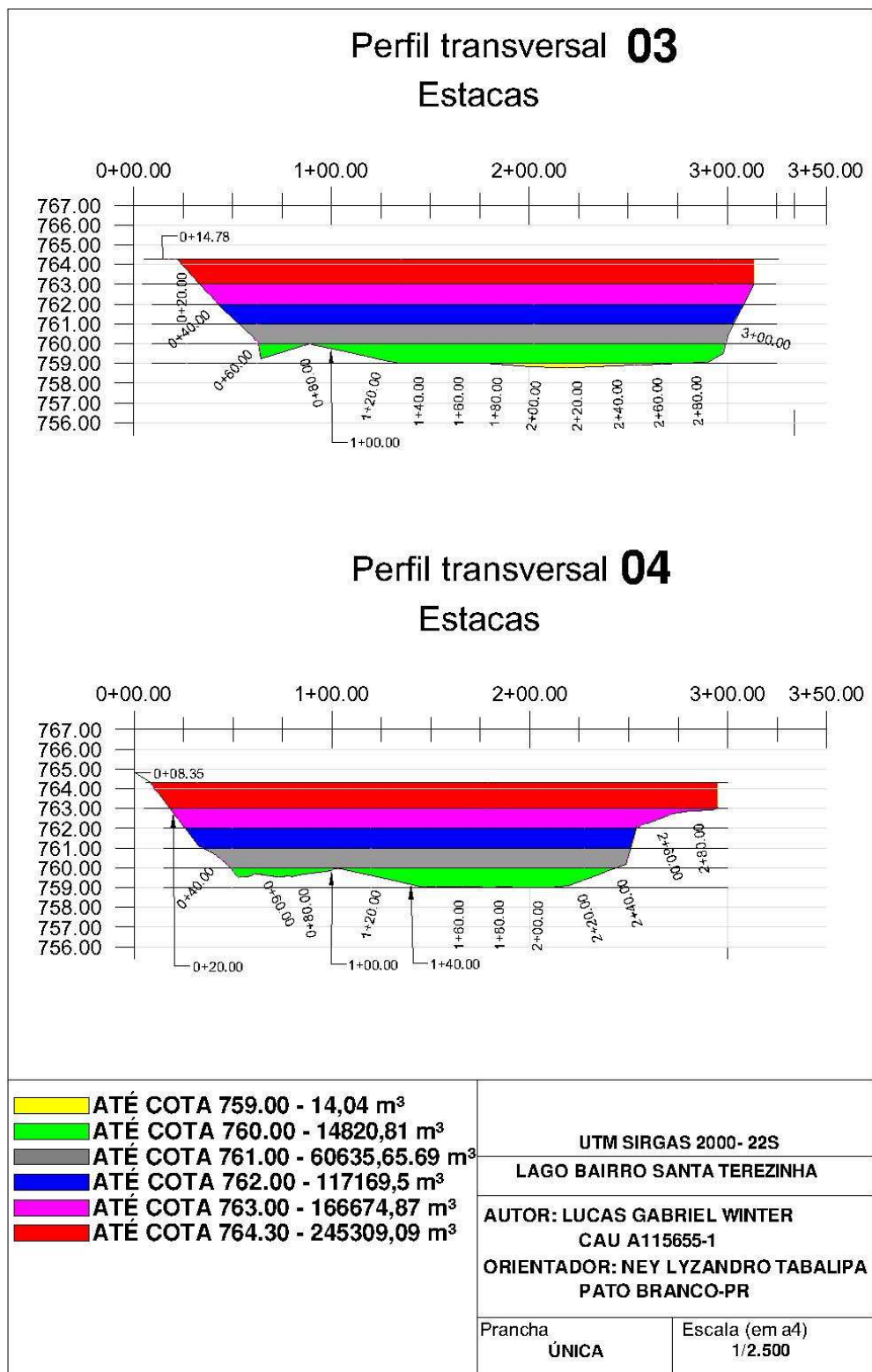


Figura 23 – Perfis transversais 03 e 04.

Fonte: O autor.

A partir do projeto detalhado, criou-se o gráfico tipo cota-área-volume. Para o cálculo dos volumes de água a cada cota, o Civil 3D utiliza a equação 22:

$$V = \frac{A1 + A2}{2} * L \quad (22)$$

Onde:

V = Volume (m³);

A1 = Área da seção transversal 1 (m²);

A2 = Área da seção transversal 2 (m²);

L = Distância entre as duas seções transversais (m).

O Civil 3D cria uma malha de seções transversais, calculando o volume entre duas seções transversais a cada passo de tempo; é realizado a média aritmética das áreas das seções transversais multiplicada pela distância entre elas para determinar o volume.

Conforme gráfico cota-área-volume elaborado (Figura 24), o lago atinge a soleira do vertedor com 6812,07 m³, o topo do vertedor com 192891,1 m³, e o coroamento com 245309,09 m³ de água armazenados.

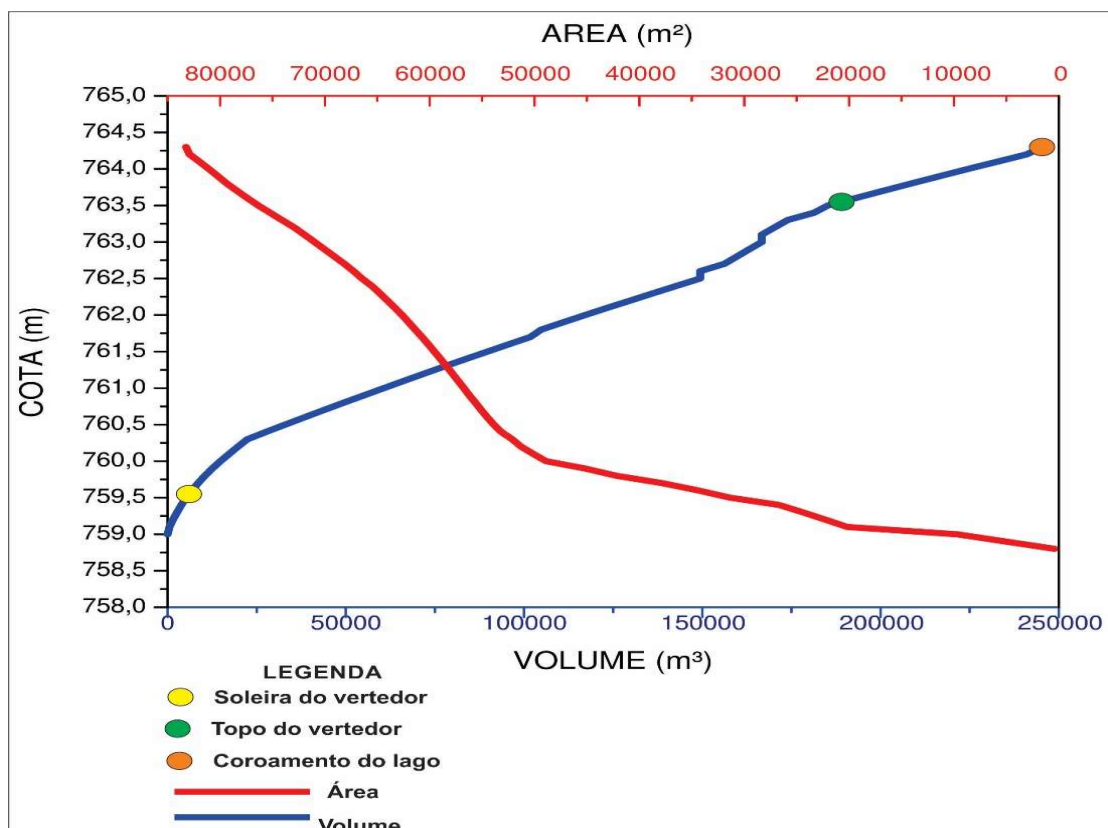


Figura 24 – Gráfico cota-área-volume.

Fonte: O autor.

Para o cálculo da descarga do vertedor (Figura 25) do lago, foi utilizada a equação 23 (CANHOLI, 2014):

$$Q = C_v * L * \sqrt{2g} * H^{\frac{3}{2}} \quad (23)$$

Onde:

Q = Vazão de descarga (m³);

C_v = Coeficiente de vazão;

H = Cota de água acima da soleira (m);

L = Largura da soleira, (m);

g = aceleração da gravidade (m/s²).

Com molinete fluviométrico (Figura 26) – modelo MLN7 da JCTM Comércio e TECNOLOGIA LTDA, foi realizada medição da vazão do vertedor em 3 alturas diferentes de cota de água: 0,40, 0,49 e 0,66 metros. Foram calculadas as vazões para cada cota e calibrados os coeficientes da equação 23 de forma que a vazão calculada se aproximasse o máximo possível da vazão observada. Como resultado obteve-se um coeficiente de 0,4329, valor que pouco diferiu nas 3 medições realizadas. Utilizando o coeficiente calculado, utilizou-se a equação supracitada para obter as vazões referentes à outras cotas de água não observadas.



Figura 25 – Vertedor do lago.

Fonte: O autor.



Figura 26 – Molinete utilizado na medição.

Fonte: O autor.

O molinete fluviométrico de eixo horizontal completo modelo MNC é aplicado na medição de velocidade da água em pequenos rios e canais, ou em aplicações especiais, em laboratórios e tubulações de pequeno diâmetro. Sua baixa inércia permite o uso em pequenas correntezas. A transmissão dos pulsos ocorre sem fricção entre as partes, assegurando maior durabilidade e possui certificado de calibração nº 343-1293-1-2014. O molinete possui a faixa de medição de 0,05 – 3,5 m/s (JCTM, 2018). Como resultado obteve-se o gráfico da descarga em função do volume armazenado no lago (Figura 28). Conforme o gráfico a vazão atinge o topo do vertedor com um volume de 192891,1 m³ de água armazenados, após isso o lago continua aumentando o seu volume até atingir o coroamento, totalizando 245309,09 m³.

A Figura 27 ilustra o perfil longitudinal do vertedor do lago.

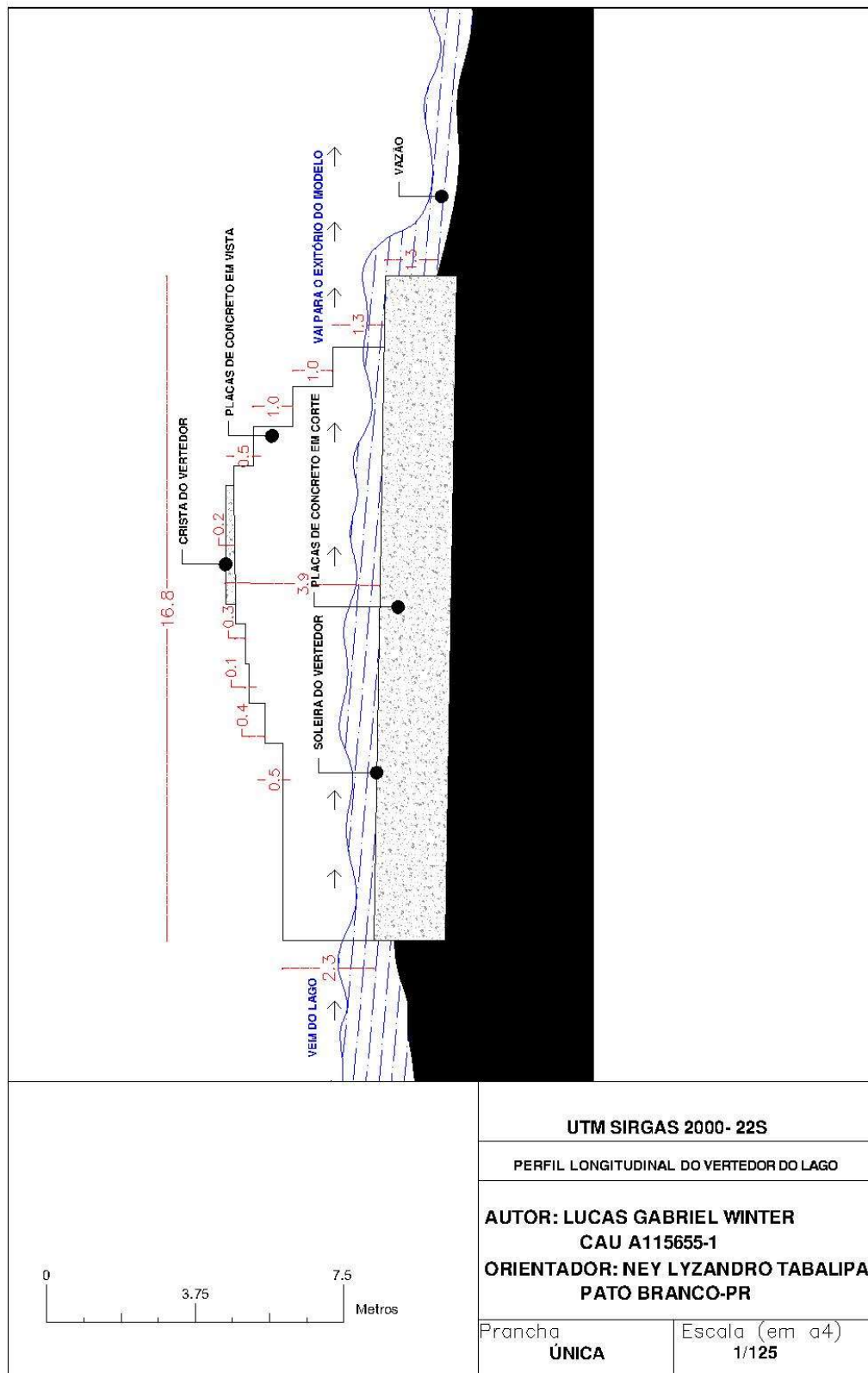


Figura 27 – Perfil longitudinal do vertedor do lago do Bairro Santa Terezinha.

Fonte: O autor.

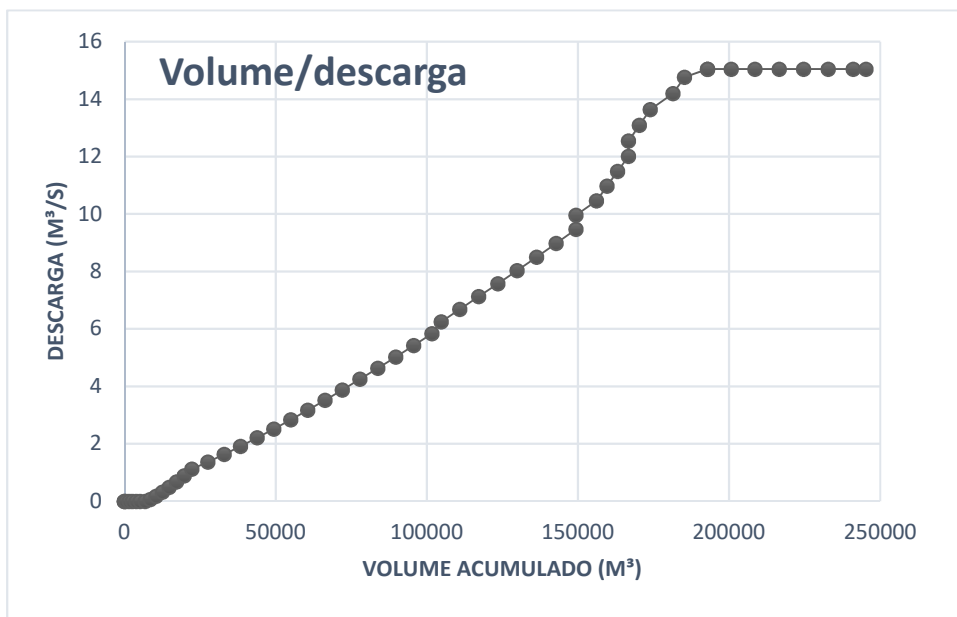


Figura 28 – Gráfico descarga/volume.

Fonte: O autor.

4.4. DELIMITAÇÃO DE USO E OCUPAÇÃO DO SOLO

O processo de delimitação de uso e ocupação do solo foi realizado com base na imagem fornecida pelo Bing Maps através do software Autocad Civil 3D. O Civil 3D foi utilizado para realizar vetorizações manuais através de polilinhas onde foram separados *layers* (camadas) de acordo com as classes de uso do solo, sendo um *layer* para cada classe.

Apesar de ser mais demorada, optou-se pela vetorização manual em relação à algoritmos de classificação de uso e ocupação para evitar erros como: unir telhados com telhas de barro à classe de solo exposto ou unir veículos estacionados em terrenos baldios à classe de áreas impermeáveis.

Depois de finalizada a vetorização extraiu-se as áreas dos polígonos formados e somou-se áreas das classes iguais para obter os totais para cada classe.

Os parâmetros de CN em relação à tipologia do solo foram classificados como de tipo "D", conforme o trabalho de TABALIPA (2002), para a categoria 2 de umidade do solo (TUCCI, 1993).

Os parâmetros de CN considerados foram de: 77 para a categoria "Matas", 80 para a categoria "Áreas de proteção", 80 para a categoria "Áreas gramadas", 85 para

a categoria “Plantio” e de 84 para as áreas permeáveis nos lotes – locais já urbanizados. Foi realizada uma média ponderada a fim de se obter um único valor de CN para cada sub-bacia em cada cenário, através da equação 24 (USACE, 2000).

$$CNf = \frac{\sum A_i * CN_i}{\sum A_i} \quad (24)$$

Onde:

CNf = Parâmetro CN médio ponderado para cada sub-bacia;

Ai = Área de cada classe classificada (ha);

CNi = Parâmetro CN correspondente a cada classe classificada.

Para a equação supracitada foram utilizados os parâmetros de CN apenas das áreas permeáveis, uma vez que o HEC-HMS solicita a porcentagem total de áreas impermeáveis em campo separado (USACE, p.206, 2016a).

4.4.1. Primeiro cenário - a partir da imagem de satélite de 2015

Para o primeiro cenário, nas áreas já urbanizadas, foram vetorizadas as áreas impermeáveis das edificações, obtendo assim os totais de áreas impermeáveis e permeáveis dentro dos lotes (Figura 29). O total de área impermeável das edificações foi então somado com o total de área impermeável de pavimentação.

Após isso, as áreas não urbanizadas, restantes, foram classificadas conforme o seu uso: áreas gramadas, plantio ou matas (Figuras 30 a 32). O Quadro 02 ilustra todos os parâmetros da metodologia explicada nesse tópico.

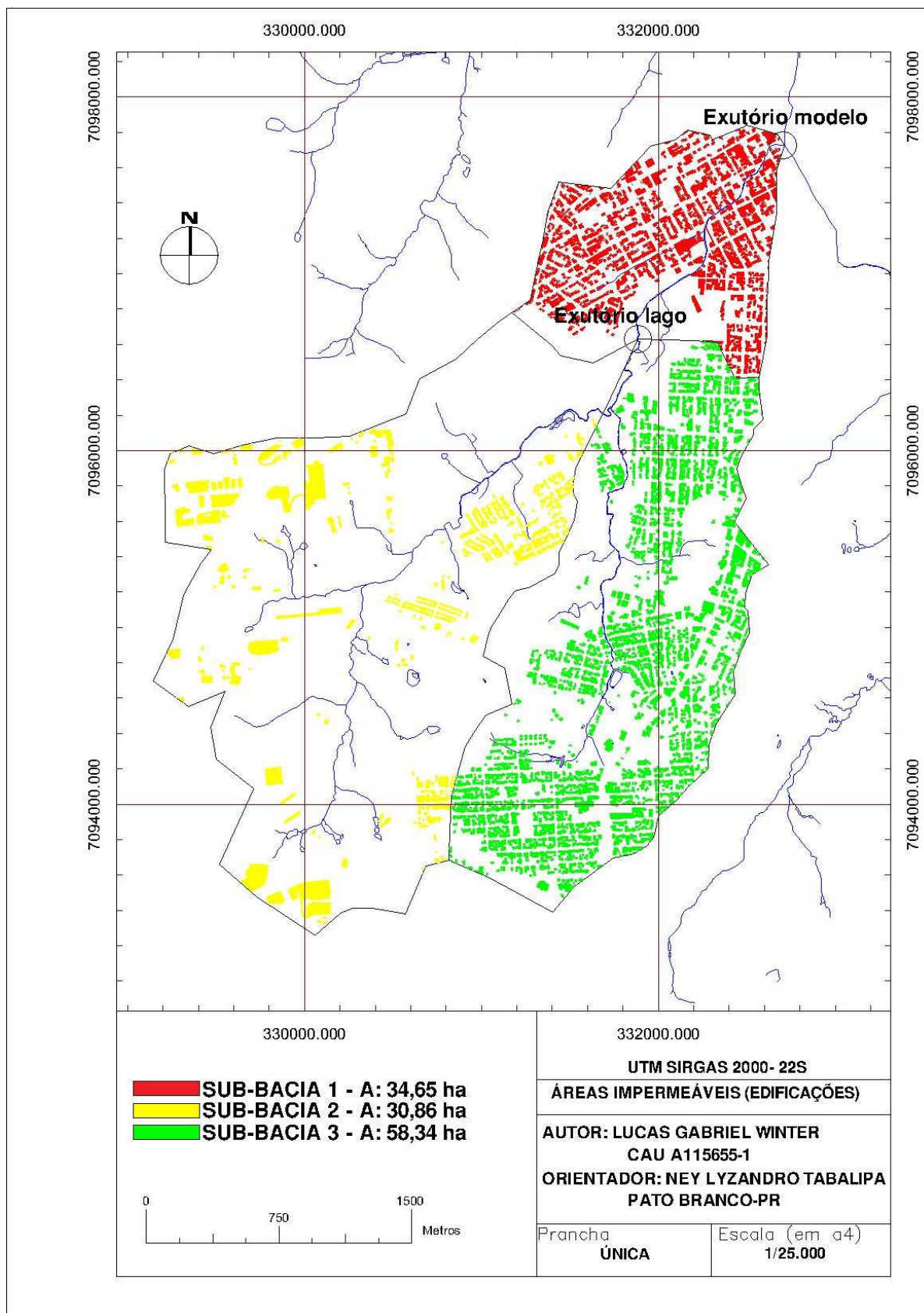


Figura 29 – Mapa vetorizado das áreas impermeáveis - edificações.

Fonte: O autor.

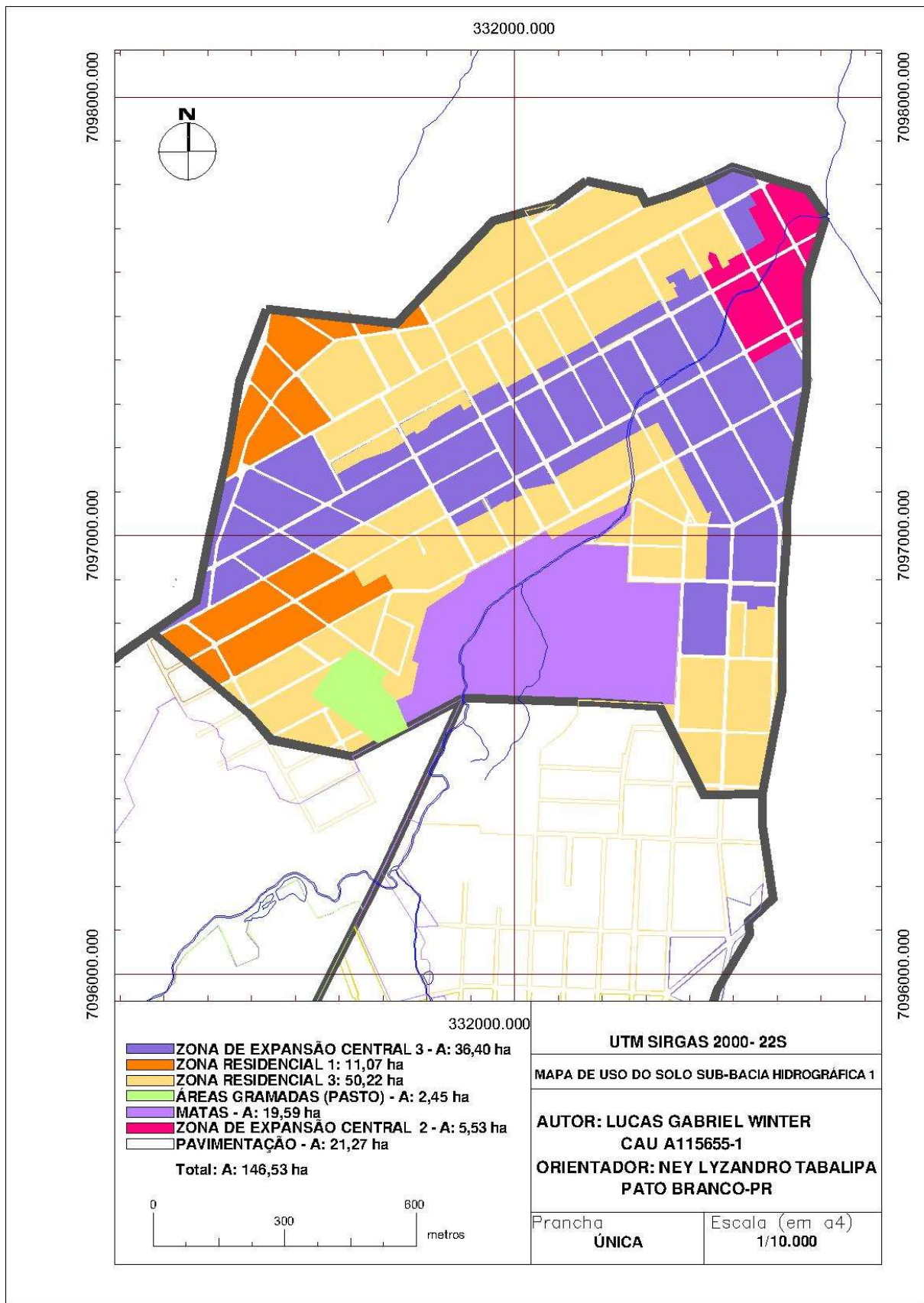


Figura 30 – Mapa de uso e ocupação do solo da sub-bacia 1 no primeiro cenário.

Fonte: O autor.

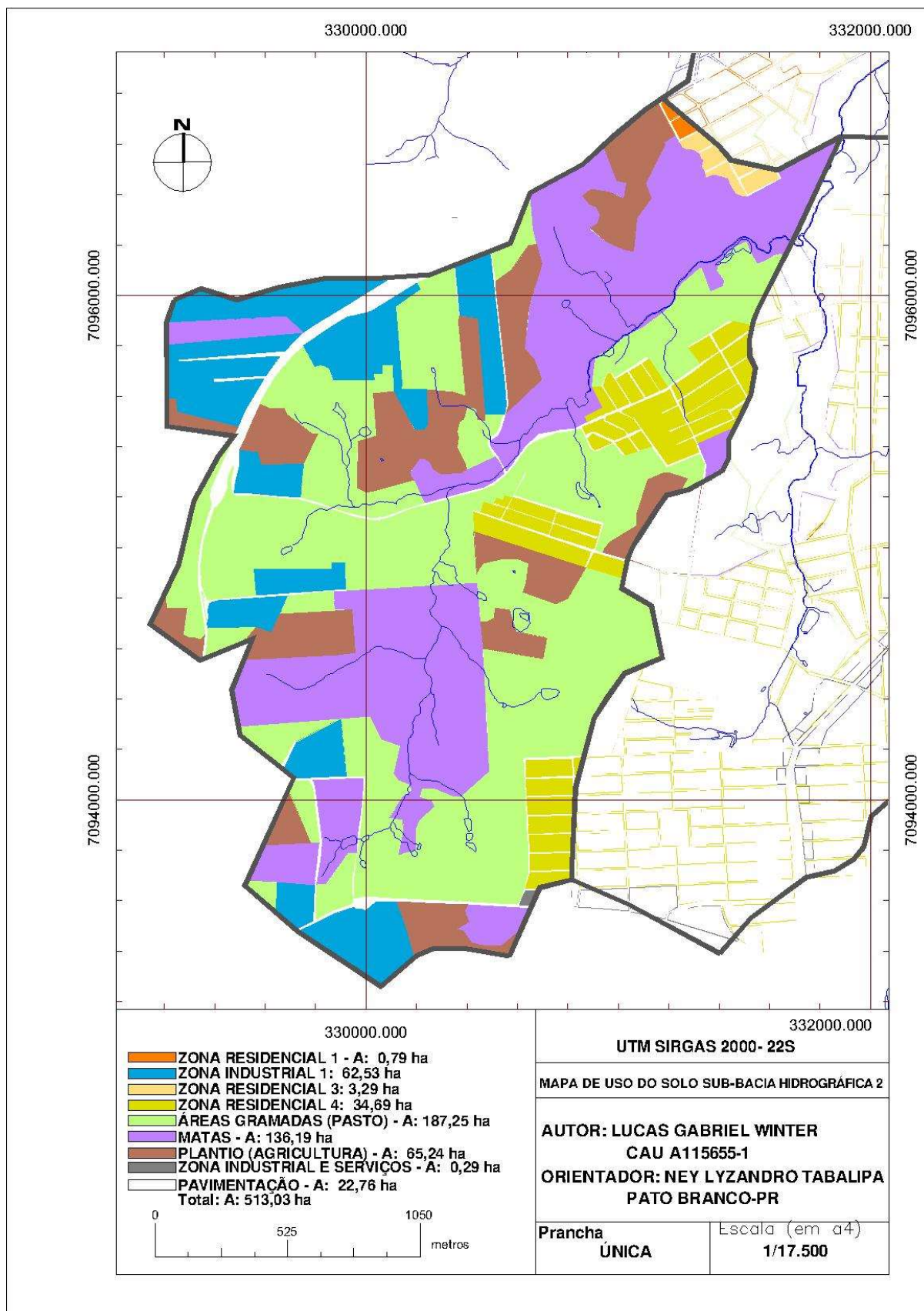


Figura 31 – Mapa de uso e ocupação do solo da sub-bacia 2 no primeiro cenário.

Fonte: O autor.

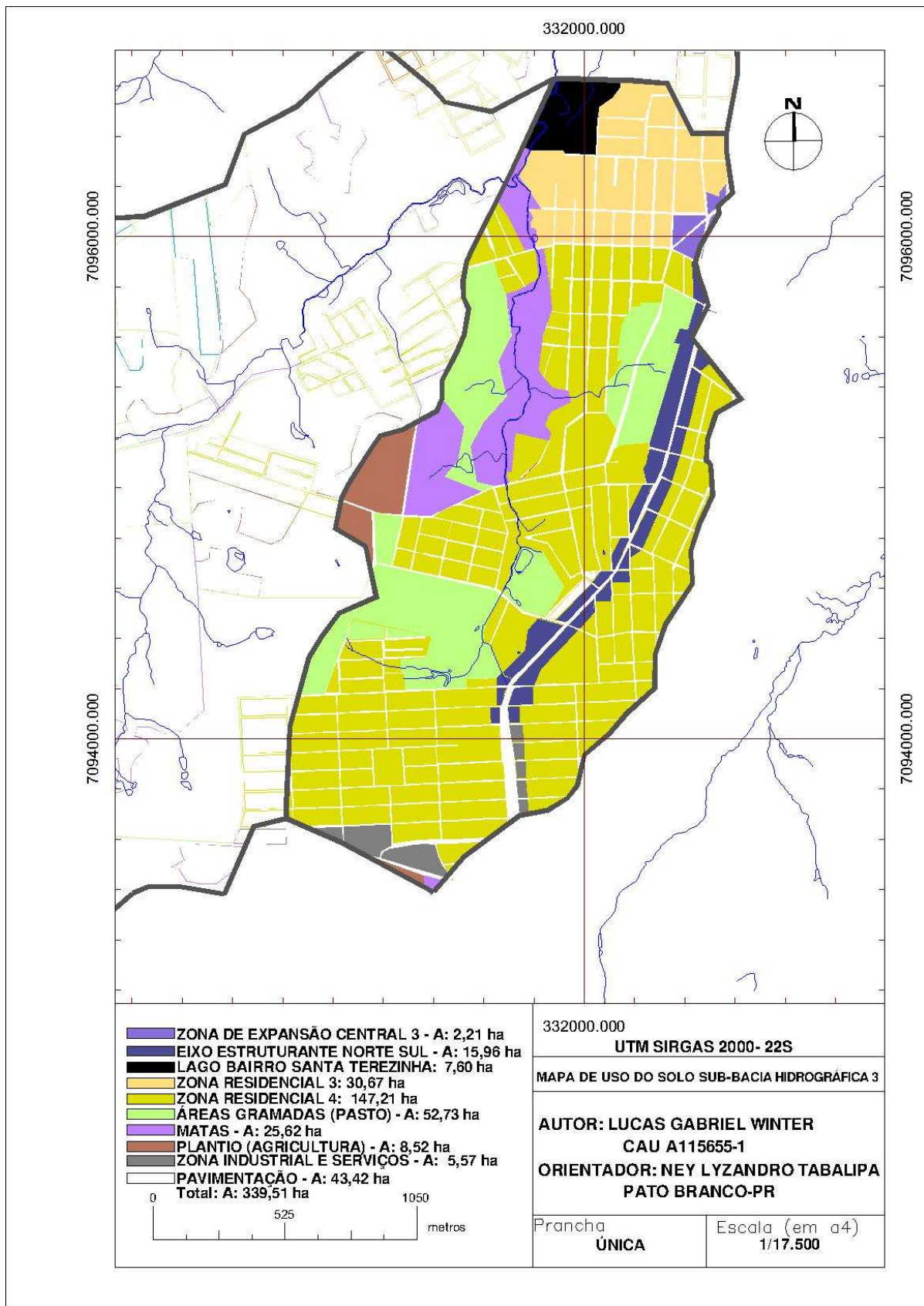


Figura 32 – Mapa de uso e ocupação do solo da sub-bacia 3 no primeiro cenário.

Fonte: O autor.

Quadro 02 – Cálculo dos parâmetros de CN para o primeiro cenário.

CENÁRIO 1												
ÁREAS PERMEÁVEIS												
	ÁREA SUBBACIA 1 (ha)	%	CN ADOTADO	CN*ÁREA	ÁREA SUBBACIA 2 (ha)	%	CN ADOTADO	CN*ÁREA	ÁREA SUBBACIA 3 (ha)	%	CN ADOTADO	CN*ÁREA
ZONEAMENTO (em hectares)												
ÁREAS PERMEÁVEIS NOS LOTES	68,57	75,68	84	5759,88	70,73	15,40	84	5941,32	143,28	62,26	84	12035,52
MATAS	19,59	21,62	77	1508,43	136,19	29,64	77	10486,63	25,62	11,13	77	1972,74
PLANTIO (AGRICULTURA)					65,24	14,20	85	5545,40	8,52	3,70	85	724,20
ÁREAS GRAMADAS (PASTO)	2,45	2,70	80	196,00	187,25	40,76	80	14980,00	52,73	22,91	80	4218,40
CN MÉDIO PONDERADO				82,38				80,44				82,34
TOTAL ÁREAS PERMEÁVEIS (ha)	90,61				459,41				230,15			780,17
LAGO BAIRRO SANTA TEREZINHA									7,60			
ÁREAS IMPERMEÁVEIS												
EDIFICAÇÕES	34,65				30,86				56,34			
PAVIMENTAÇÃO	21,27				22,76				43,42			
TOTAL ÁREAS IMPERMEÁVEIS (ha)	55,92				53,62				101,76			211,3
PORCENTAGEM IMPERMEÁVEL	38,16				10,45				29,97			
TOTAL SUB-BACIAS	146,53				513,03				339,51			998,07

Fonte: O autor.

Como resultado do processo: para a sub-bacia 1 obteve-se um parâmetro de CN de 82,38 e uma porcentagem impermeável de 38,16%; para a sub-bacia 2 obteve-

se um parâmetro de CN de 80,44 e uma porcentagem impermeável de 10,45%; e para a sub-bacia 3 obteve-se um parâmetro de CN de 82,34 e uma porcentagem impermeável de 29,97%.

4.4.2. Segundo cenário – cenário futuro considerando os aspectos urbanísticos

As porcentagens de áreas permeáveis e impermeáveis estabelecidas no segundo cenário levam em consideração o mapa de zoneamento conforme Plano Diretor Municipal de Pato Branco, são esses:

Tabela 02 – Valores de área permeável mínima para cada zona

ZONAS CONFORME PLANO DIRETOR	ÁREA PERMEÁVEL MÍNIMA (%)
ZONA RESIDENCIAL 1	30
ZONA RESIDENCIAL 3	40
ZONA RESIDENCIAL 4	30
ZONA INDUSTRIAL 1	15
ZONA INDÚSTRIA E SERVIÇOS	10
ZONA DE EXPANSÃO CENTRAL 2	10
ZONA DE EXPANSÃO CENTRAL 3	10
ZONA CENTRAL CONSOLIDADA	15
EIXO ESTRUTURANTE NORTE	
SUL	10

Fonte: Prefeitura Municipal de Pato Branco (2011).

O município possui ainda outros zoneamentos, porém estes estão fora da área deste estudo. Além dos zoneamentos presentes na Tabela 02, ainda foram utilizados os seguintes zoneamentos: Matas; Plantio (Agricultura); Áreas gramadas (pasto); Áreas de proteção e Pavimentação.

Nos locais já urbanizados, o segundo cenário simula a urbanização conforme os índices da Tabela 02, adotando o mínimo permeável e o restante como edificado.

Em locais ainda não urbanizados e com potencial de urbanização foram simulados novos loteamentos destinando 35% da área para pavimentação. Conforme Lei de uso, ocupação e parcelamento do solo no município de Pato Branco (PATO BRANCO, 2011) é necessário que o loteador doe ao município o mínimo de 35% da gleba a ser loteada. Foi adotado o valor de 35% porque o loteador tende a doar o mínimo possível aumentando assim o potencial venal do empreendimento. Os 65% restantes foram classificados conforme a Tabela 02.

Para o segundo cenário foi realizado uma fusão do anexo VII – Mapa das Zonas Especiais Ambientais do Plano Diretor Municipal com a imagem de satélite a fim de verificar as zonas que estão fora de áreas já urbanizadas e que são ambientalmente protegidas, ou seja, zonas sem a possibilidade de serem loteadas. Tais zonas foram classificadas como “Áreas de proteção. Para o processo de delimitação de tais zonas o anexo VII supracitadas foi georeferenciado no Civil 3D, utilizou-se índices de transparência no anexo VII, sendo possível assim visualizar tanto o anexo VII quando a imagem de satélite. A Figura 33 ilustra o processo de delimitação das Áreas de proteção.

As áreas fora da linha do Perímetro Urbano foram classificadas conforme tais usos: Matas; Plantio (Agricultura); e Áreas gramadas (pasto), uma vez que o município impossibilita a abertura de loteamentos fora do perímetro urbano municipal (PATO BRANCO, 2011).

As Figuras 34 a 36 ilustram os mapas de uso e ocupação do solo para o segundo cenário enquanto que o Quatro 03 ilustra todos os parâmetros da metodologia explicada nesse tópico.

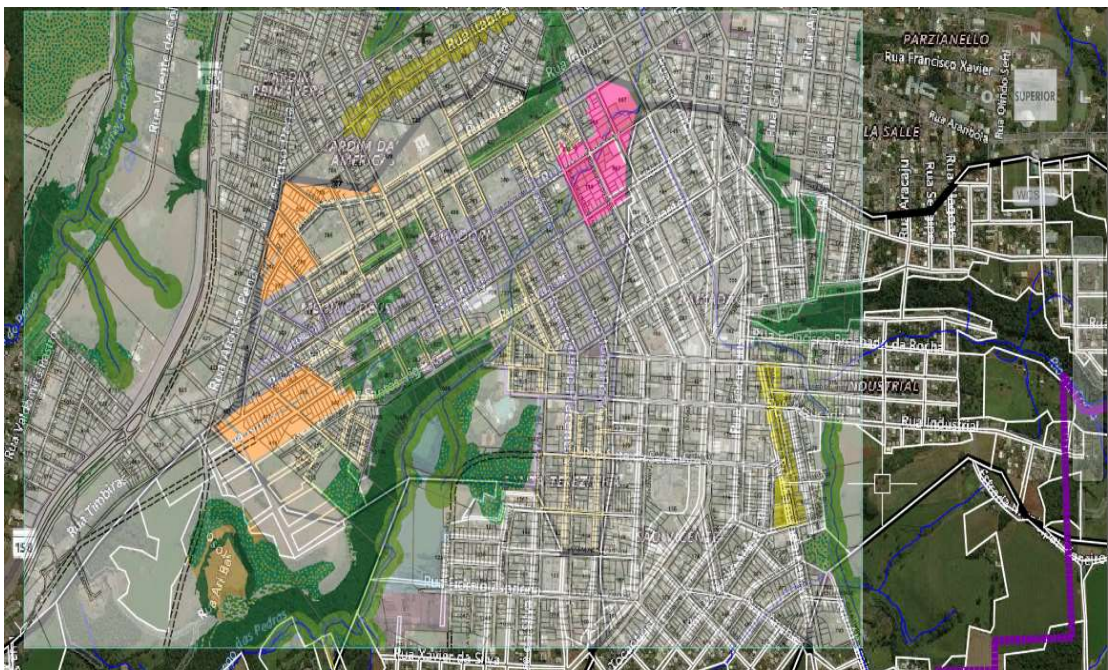


Figura 33 – Fusão entre a imagem de satélite do Civil 3D e o mapa de zonas ambientalmente protegidas.

Fonte: O autor.

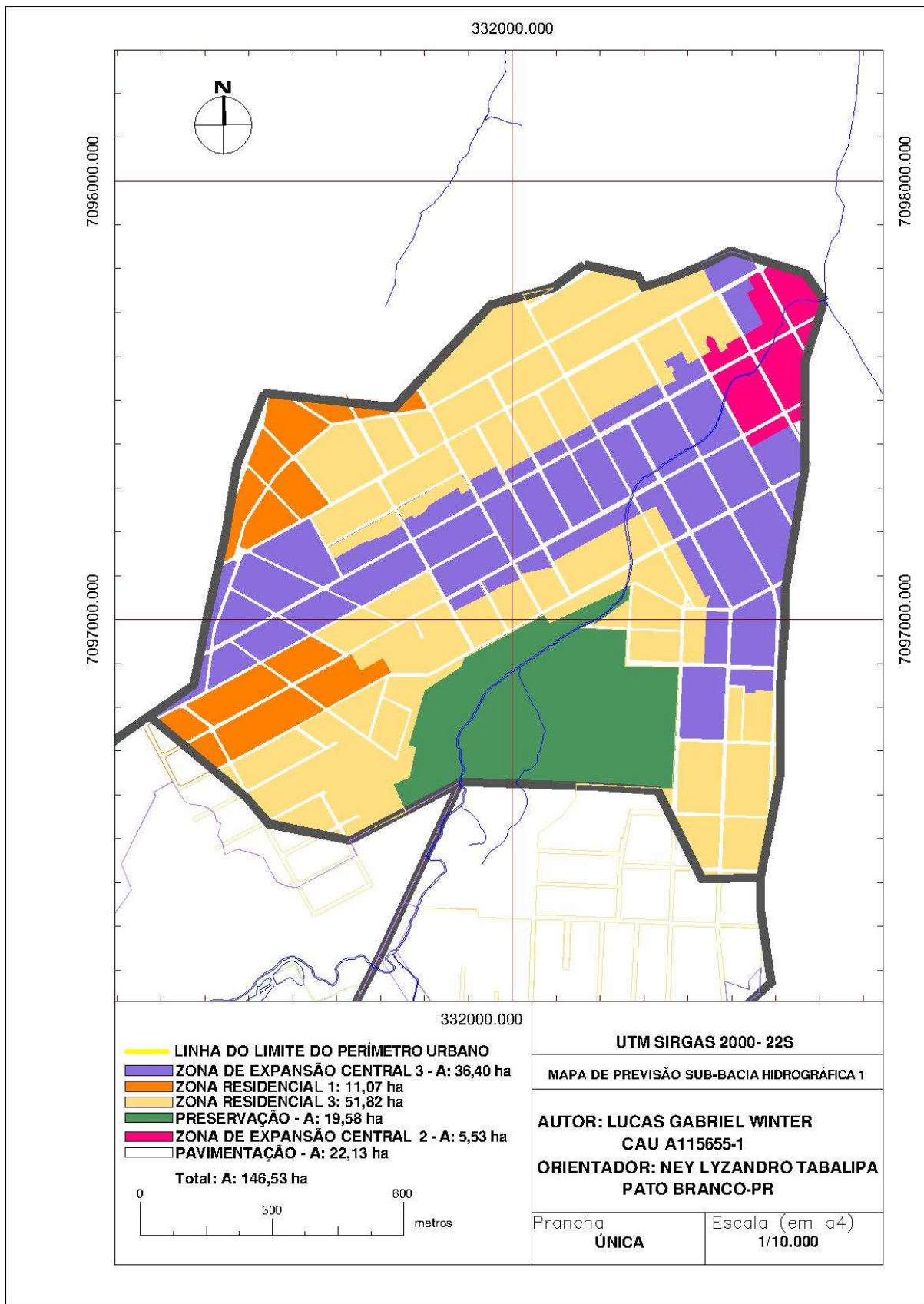


Figura 34 – Mapa de uso e ocupação do solo da sub-bacia 1 no segundo cenário.

Fonte: O autor.

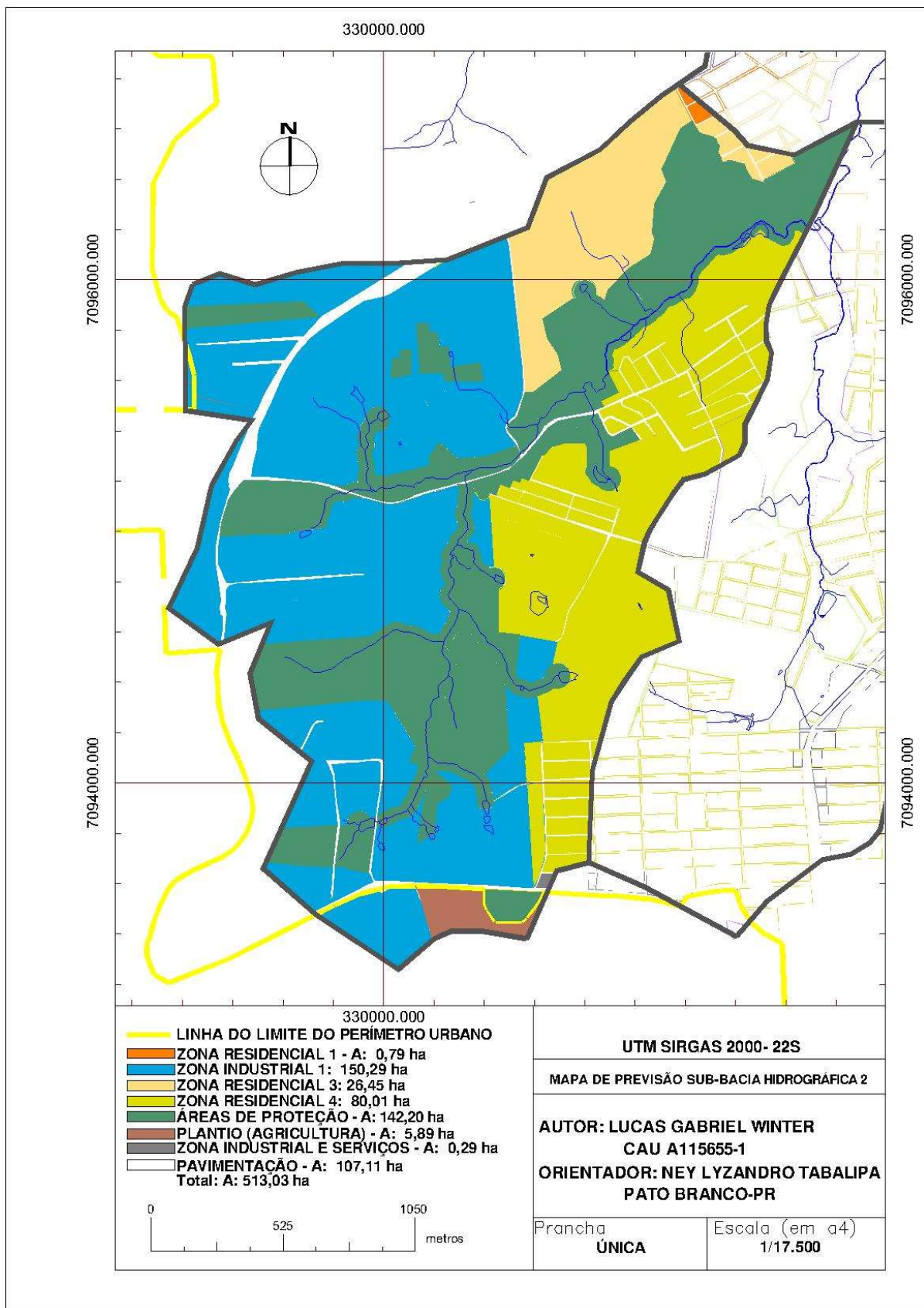


Figura 35 – Mapa de uso e ocupação do solo da sub-bacia 2 no segundo cenário.

Fonte: O autor.

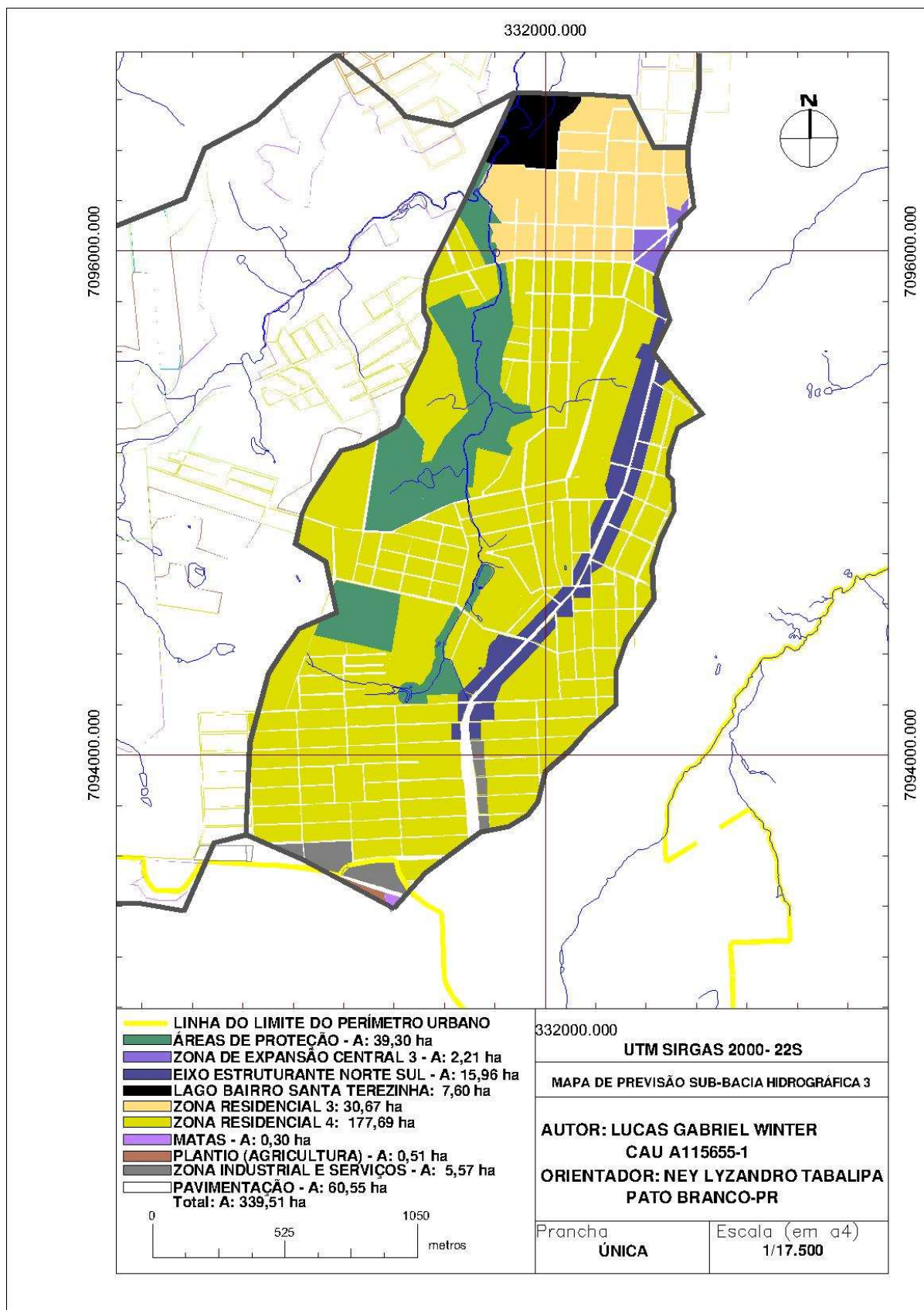


Figura 36 – Mapa de uso e ocupação do solo da sub-bacia 3 no segundo cenário.

Fonte: O autor.

Quadro 03 – Cálculo dos parâmetros de CN para o segundo cenário.

CENÁRIO 2												
	ÁREA SUBBACIA 1 (ha)	%	CN ADOTADO	CN*ÁREA	ÁREA SUBBACIA 2 (ha)	%	CN ADOTADO	CN*ÁREA	ÁREA SUBBACIA 3 (ha)	%	CN ADOTADO	CN*ÁREA
ZONEAMENTO (em hectares)												
ZONA RESIDENCIAL 1 (PERMEÁVEIS)	3,32	6,94	84	278,88	0,24	0,12	84	20,16			84	20,16
ZONA RESIDENCIAL 3 (PERMEÁVEIS)	20,73	43,35	84	1741,32	10,58	5,15	84	888,72	12,28	11,36	84	1031,52
ZONA RESIDENCIAL 4 (PERMEÁVEIS)					24,01	11,68	84	2016,84	53,31	49,32	84	4478,04
ZONA INDUSTRIAL 1 (PERMEÁVEIS)					22,54	10,97	84	1893,36				
ZONA INDÚSTRIA E SERVIÇOS (PERMEÁVEIS)					0,03	0,01	84	2,52	0,56	0,52	84	47,04
ZONA DE EXPANSÃO CENTRAL 2 (PERMEÁVEIS)	0,55	1,15	84	46,20								
ZONA DE EXPANSÃO CENTRAL 3 (PERMEÁVEIS)	3,64	7,61	84	305,76					0,22	0,20	84	18,48
EIXO ESTRUTURANTE NORTE SUL (PERMEÁVEIS)									1,6	1,48	84	134,40
MATAS							77		0,30	0,28	77	23,10
PLANTIO (AGRICULTURA)									0,51	0,47	85	43,35
ÁREAS GRAMADAS (PASTO)					5,89	2,87		500,65				
RESERVAÇÃO	19,58	40,95	80	1566,40	142,20	69,20	80	11376,00	39,30	36,36	80	3144,00
MÉDIA PONDERADA DE CN				82,36				81,26				82,53
TOTAL ÁREAS PERMEÁVEIS (ha)	47,82				205,49				108,08			361,39
LAGO BAIRRO SANTA TEREZINHA									7,60			
ÁREAS IMPERMEÁVEIS												
ZONA RESIDENCIAL 1 (IMPERMEÁVEIS)	7,75				0,55							
ZONA RESIDENCIAL 3 (IMPERMEÁVEIS)	31,09				15,87				18,39			
ZONA RESIDENCIAL 4 (IMPERMEÁVEIS)					56,00				124,38			
ZONA INDUSTRIAL 1 (IMPERMEÁVEIS)					127,75							
ZONA INDÚSTRIA E SERVIÇOS (IMPERMEÁVEIS)					0,26				5,01			
ZONA DE EXPANSÃO CENTRAL 2 (IMPERMEÁVEIS)	4,98											
ZONA DE EXPANSÃO CENTRAL 3 (IMPERMEÁVEIS)	32,76								1,99			
EIXO ESTRUTURANTE NORTE SUL (IMPERMEÁVEIS)									14,36			
PAVIMENTAÇÃO	22,13				107,11				59,70			
TOTAL ÁREAS IMPERMEÁVEIS (ha)	98,71				307,54				223,83			630,08
PORCENTAGEM IMPERMEÁVEL	67,37				59,95				65,93			
TOTAL SUB-BACIAS	146,53				513,03				339,51			999,07

Fonte: O autor.

Como resultado do processo: para a sub-bacia 1 obteve-se um parâmetro de CN de 82,36 e uma porcentagem impermeável de 67,37%; para a sub-bacia 2 obteve-se um parâmetro de CN de 81,26 e uma porcentagem impermeável de 59,95%; e

para a sub-bacia 3 obteve-se um parâmetro de CN de 82,53 e uma porcentagem impermeável de 65,93%.

4.5. CALIBRAÇÃO DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE “N” DE MANNING

A calibração do coeficiente de rugosidade “n” de Manning foi realizada através da equação 25 de *Manning*, ilustrada por Azevedo Netto et al, 1998.

$$Q = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * A \quad (25)$$

Onde:

Q = Vazão (m³/s);

n = coeficiente de rugosidade “n” de Manning;

Rh = Raio hidráulico –Área molhada/Perímetro molhado;

S = Declividade do canal (m/m);

A = Área da seção molhada (m²).

Com auxílio de molinete fluviométrico, foram realizadas 8 medições em diferentes alturas de área molhada – Tabela 03. Como resultado foi feita uma média aritmética das medições e obteve-se o valor de 0,028004 arredondado para 0,028.

Tabela 03 – Calibração do coeficiente de rugosidade “n” de Manning

MEDIÇÃO	VELOCIDADE (M/S)	VAZÃO (M³/S)	Rh	ÁREA (M)	n
1	0,806	0,826	0,222	1,02	0,028124
2	0,772	0,753	0,213	0,97	0,028513
3	1,205	2,520	0,408	2,09	0,028168
4	0,711	0,560	0,175	0,78	0,027181
5	0,787	0,813	0,224	1,03	0,028936
6	0,768	0,712	0,203	0,92	0,027779
7	0,819	0,839	0,222	1,02	0,027674
8	1,337	3,289	0,464	2,46	0,027655
MÉDIA ARITMÉTICA					0,028

Fonte: O autor.

No processo de medição foi utilizado o método de meia seção proposto por Santos et al (2001). O autor recomenda que para rios e canais de 3 a 6 metros, sejam medidas as verticais espaçadas de meio em meio metro. O método de meia seção é realizado através das seguintes equações (26.1 a 26.3):

$$L_i = \frac{V_{i+1} - V_{i-1}}{2}; \quad A_i = V_i * L_i \quad e \quad Q_i = V_{l_i} * A_i \quad (26.1, 26.2 e 26.3)$$

Onde:

A_i = Área de cada sub-seção (m²);

L_i = Largura de cada sub-seção (m);

V = Vertical (m);

i = pontos considerado;

Q_i = Vazão de cada sub-seção (m³/s);

V_{l_i} = Velocidade de cada sub-seção (m/s).

A vazão final é calculada através da equação 27:

$$Q_f = \sum Q_i \quad (27)$$

Onde:

Q_f = Vazão final (m³/s).

Para alturas de área molhada de 0,15 a 0,6 metros Santos et al (2001) recomendam que seja posicionado o molinete a 0,6h, onde h é a altura da seção molhada. Para alturas de 0,6 a 1,2 metros a recomendação é que seja feita uma média aritmética entre 0,2h e 0,8h. Neste trabalho, todas as medições foram executadas a 0,6h devido ao fato da hélice do molinete colidir com a base do canal na altura de 0,2h para algumas situações. Foram mensuradas as velocidades em 7 verticais e conseqüentemente 7 sub-seções conforme a Figura 37.

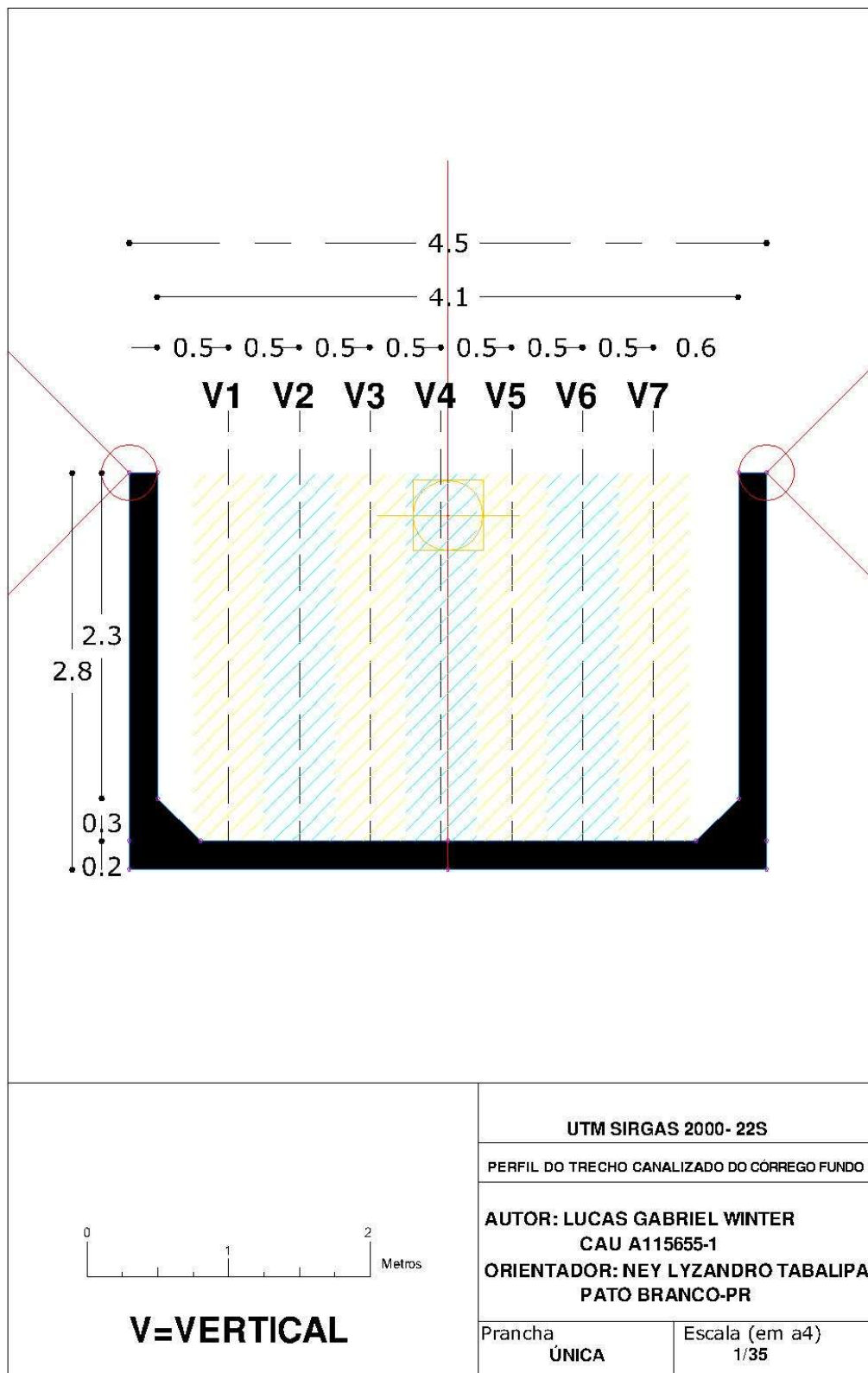


Figura 37 – Seção transversal do canal com verticais de medição.

Fonte: O autor.

Como resultado, as vazões foram extrapoladas para outras alturas de seção molhada não mensuradas, formando a curva de vazão ilustrada na Figura 38.

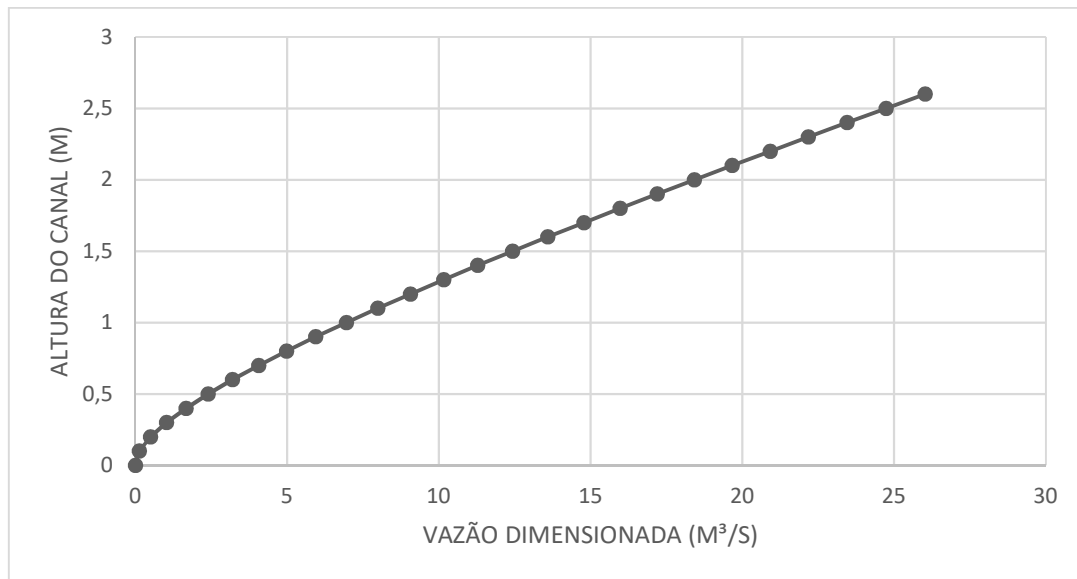


Figura 38 – Curva de vazão do canal.

Fonte: O autor.

4.6. TEMPO DE CONCENTRAÇÃO DAS SUB-BACIAS

A equação de cálculo escolhida para o tempo de concentração do modelo hidrológico foi a de George Ribeiro (RIBEIRO, 1961).

Além da equação de George Ribeiro, foram testadas as seguintes equações obtidas no trabalho apresentado por Silveira (2005): Carter, Eagleson, Schaake e Kirpich, porém tais equações não conseguiram reproduzir o hidrograma observado de forma satisfatória. O tempo de concentração foi calculado através da equação 28 (RIBEIRO, 1961):

$$T_c = \frac{16L}{(1,05 - 0,2P)(100S)^{0,04}} \quad (28)$$

Onde:

Tc: Tempo de concentração (min);

L: Comprimento do talvegue principal (km);

S: Declividade média da bacia (m/m);

P: Fração de área da sub-bacia coberta com vegetação.

O comprimento do talvegue principal (L) e a declividade média da bacia (S) independem dos cenários. Tais dados foram calculados a partir do mapa hipsométrico

elaborado, onde foi possível medir a altitude de diferentes pontos do projeto. A parcela de vegetação, entretanto, difere de um cenário para outro.

O tempo de concentração foi calculado para ambos os cenários. Foi verificado que a variação de vegetação foi mínima de um cenário para outro – considerando as classes de “Matas; e “Áreas de proteção”, portanto os dois cenários utilizaram o mesmo tempo de concentração (Tabela 04).

Tabela 04 – Tempos de concentração

Sub-bacias	L (km)	S talvegue (m/m)	Parcela de vegetação	Tc (min)	Tc (h)
1	1,53	0,00645751	0,133	23,50	0,39
2	4,28	0,01893458	0,265	70,46	1,17
3	3,34	0,02800599	0,075	53,80	0,89

Fonte: O autor.

O tempo de concentração também foi calculado considerando a totalidade do modelo hidrológico para que então se determinasse a duração das chuvas de projeto. O tempo de concentração total encontrado foi de 96,35 minutos, sendo assim arredondou-se para 100 minutos.

O tempo de concentração total do modelo hidrológico foi calculado a partir do maior trajeto do Córrego Fundo, tendo sua nascente na sub-bacia 2 e sua foz no exutório do modelo.

4.7. CHUVAS DE PROJETO

O termo chuvas de projeto refere-se às precipitações que foram usadas nas simulações hidrológicas. As variáveis de interesse, período de retorno, duração e intensidade, podem ser relacionadas por meio de equações do tipo Intensidade-Duração-Frequência (equação 29):

$$I = \frac{K * T^m}{(t + B)^n} \quad (29)$$

Onde:

I= intensidade média máxima da chuva em mm/h

T= período de retorno em anos

t= duração da chuva em minutos

K, B, m e n= parâmetros da equação determinados para cada local.

Neste trabalho foi usada a equação Intensidade-Duração-Frequência (IDF) proposta por Reis (2017) para o município de Pato Branco, o autor propôs a equação 30 com base em dados da estação pluviométrica de código 2652013 pertencente ao Instituto das Águas do Paraná:

$$I = \frac{986,7 * T^{0,1457}}{(t + 9,791)^{0,7244}} \quad (30)$$

Foram calculadas chuvas de projeto considerando tempo de retorno de 25, 50 e 100 anos (Tabela 05), com uma duração de chuva de 100 minutos, período que foi utilizado devido ao tempo de concentração total do projeto.

O tempo da chuva de projeto igual ao tempo de concentração do modelo hidrológico foi utilizado por ser o menor período em que a totalidade do modelo leva para contribuir na seção do exutório, sendo assim a pior situação possível, uma vez que maiores períodos de precipitação significam intensidades menores.

Tabela 05 – Precipitações

P.R.	mm/h	mm/100 minutos
25	52,44	87,36
50	58,01	96,65
100	64,17	106,92

Fonte: O autor.

4.8. HIETOGRAMAS DE PROJETO

Os hietogramas foram elaborados para os 3 períodos de retorno – 25, 50 e 100 anos – utilizando o método de Huff 1º quartil (Figuras 40 a 42). Esse método foi utilizado devido ao exposto por Huff (1967), onde o autor afirma em seu trabalho que as chuvas com menor duração apresentaram seu pico de intensidade de forma mais comum nos 1ºs e 2ºs quartis, enquanto que chuvas com durações entre 12 a 24 horas tiveram seu pico de intensidade no 3º quartil com mais frequência; e ainda, em chuvas com a duração maior que 24 horas, houve a predominância do seu pico de intensidade no 4º quartil. Para cada quartil o autor distribuiu curvas de probabilidade de excedência (Figura 39).

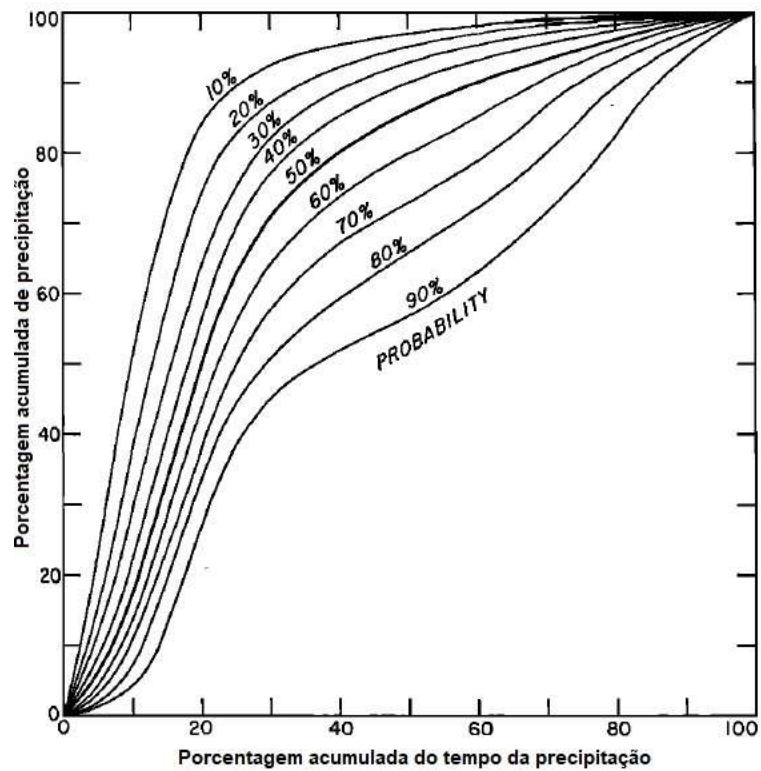


Figura 39 – Método de Huff 1º quartil.

Fonte: Huff (1967), adaptado.

Para este trabalho utilizou-se probabilidade de excedência de 50%.

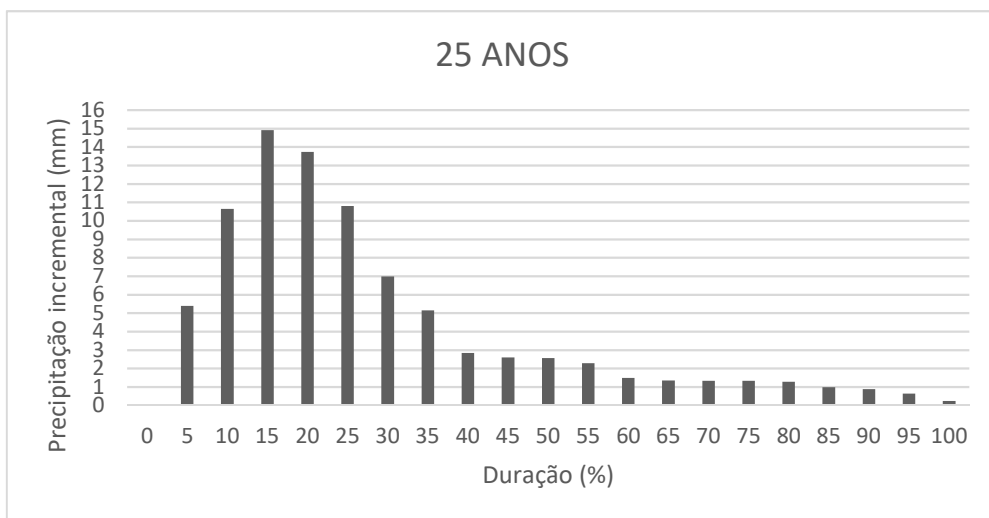


Figura 40 – Hietograma de projeto para período de retorno de 25 anos.

Fonte: O autor.

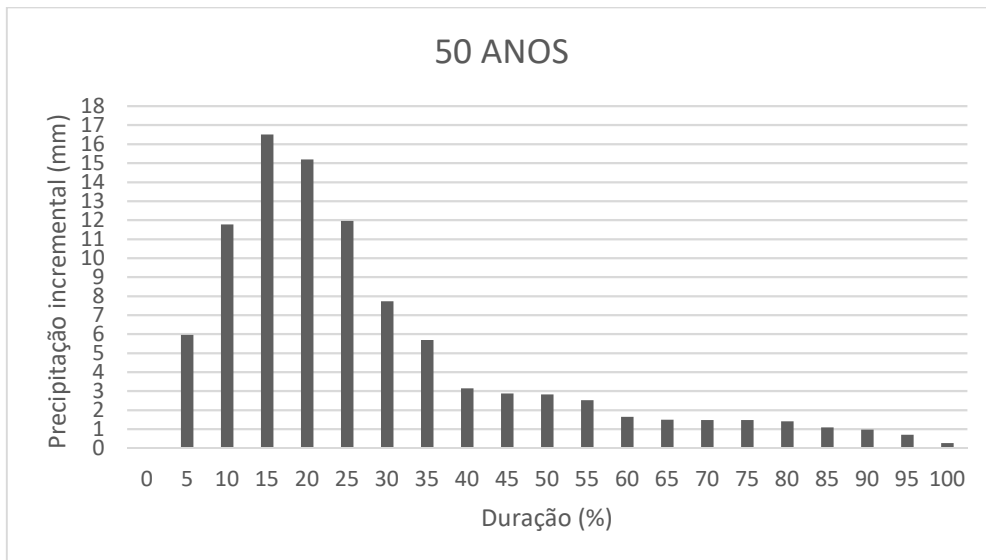


Figura 41 – Hietograma de projeto para período de retorno de 50 anos.

Fonte: O autor.

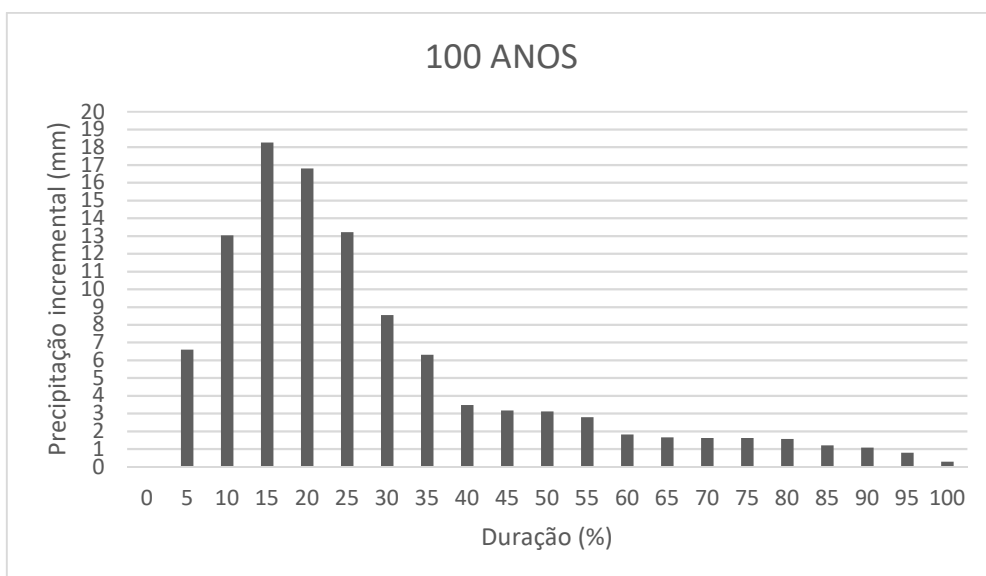


Figura 42 – Hietograma de projeto para período de retorno de 100 anos.

Fonte: O autor.

4.9. MODELAGEM HIDROLÓGICA

A modelagem hidrológica foi realizada com o *software* HEC-HMS para ambos os cenários. Foram utilizados os seguintes elementos de modelagem (Figura 43): sub-bacia (*subbasin*), trecho (*reach*), nó (*junction*), exutórios (*sink*) e reservatório (*reservoir*). A contribuição de vazão da sub-bacia 1 foi inserida no começo do trecho canalizado do Córrego Fundo – objeto de modelagem hidrodinâmica deste trabalho –

uma vez que a maioria das redes de microdrenagem da sub-bacia 1 desaguam próximo a esse ponto, fato que também justificou o início da canalização nesse ponto feita pelo poder público com o intuito de escoar mais rapidamente a vazão que chega ao Córrego Fundo.

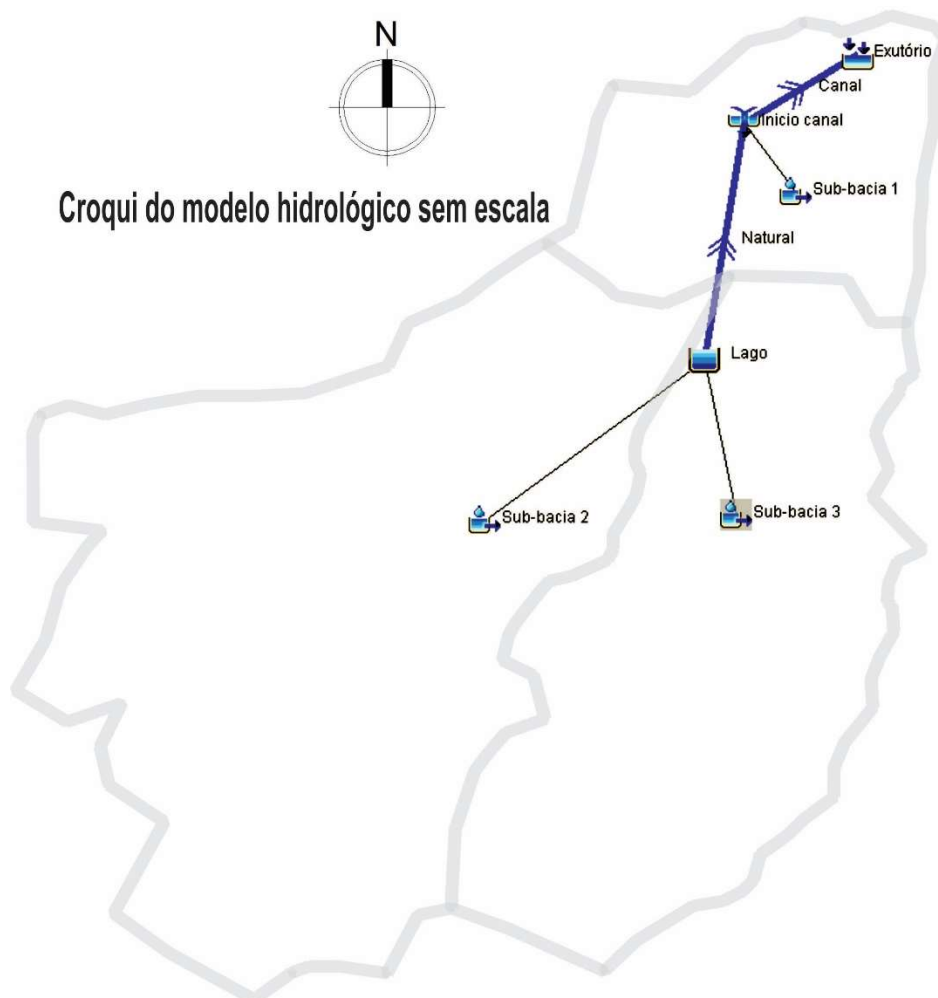


Figura 43 – Representação do modelo hidrológico.

Fonte: O autor.

Os parâmetros das sub-bacias foram especificados conforme a Tabela 06.

Tabela 06 – Parâmetros das sub-bacias

Elemento	Área (km ²)	CN	% Impermeável	Tc (h)	R (h)	Abstração inicial (SCS)
Sub-bacia 1 - 1º cenário	1,4653	82,38	38,16	0,39	Calibrado	0,2S
Sub-bacia 2 - 1º cenário	5,1303	80,44	10,45	1,17	Calibrado	0,2S
Sub-bacia 3 - 1º cenário	3,3951	82,34	29,97	0,89	Calibrado	0,2S
Sub-bacia 1 - 2º cenário	1,4653	82,36	67,37	0,39	Calibrado	0,2S
Sub-bacia 2 - 2º cenário	5,1303	81,26	59,95	1,17	Calibrado	0,2S
Sub-bacia 3 - 2º cenário	3,3951	82,53	65,93	0,89	Calibrado	0,2S

Fonte: O autor.

As áreas e os tempos de concentração – T_c – ilustrados na Tabela 06 não mudam de um cenário para outro. Os parâmetros de CN e porcentagem impermeável foram definidos para cada cenário conforme a seção 4.4 deste trabalho. Para a abstração inicial, foi mantido o valor padrão do SCS (USDA, 2004), em ambos os cenários, que é de 0,2S. Os coeficientes “R” de armazenamento do Hidrograma Unitário de Clark inicialmente foram calculados e inseridos no modelo hidrológico a partir da equação 31 (MOHAVE COUNTY, 2009).

$$R = 0,37T_c^{1,11} * (0,6213L)^{0,80} * (0,3861A)^{-0,57} \quad (31)$$

Onde:

R = Coeficiente de armazenamento (h);

T_c = Tempo de concentração (h);

L = Comprimento do córrego principal (km);

A = Área de cada sub-bacia (km²).

O Hidrograma Unitário de Clark foi utilizado no presente trabalho porque utilizando-o o modelo conseguiu simular o hidrograma observado na fase de calibração. Foram realizados testes com o Hidrograma Unitário Triangular do SCS (USDA, 2007), porém o hidrograma simulado não conseguiu se aproximar do hidrograma observado de forma satisfatória.

Os resultados da equação do coeficiente de armazenamento “R” foram os seguintes: para a sub-bacia 1 foi obtido o resultado de 0,17 horas; para a sub-bacia 2 foi obtido o resultado de 1,34 horas e para a sub-bacia 3 foi obtido o resultado de 0,81 horas. Tais coeficientes serviram apenas como base para o modelo pois foram calibrados posteriormente pelo HEC-HMS.

Na fase de calibração, ainda foi necessário definir um fator de escala de 0,945 para os parâmetros de CN do método do SCS, uma vez que, inicialmente, o modelo superestimou as vazões observadas.

Para o amortecimento das ondas de cheias foi utilizado o método de Muskingum-Cunge, tal método foi utilizado devido ao manual técnico do HEC-HMS (USACE, p. 90, 2000) recomendar o método em situações em que o escoamento vai extravasar a seção de macrodrenagem e por possuir o coeficiente de rugosidade “n” de Manning – o qual é requerido pelo método - calibrado conforme seção 4.5 deste trabalho.

O trecho do Córrego Fundo que está localizado entre o lago do Bairro Santa Terezinha e o exutório foi dividido em dois sub-trechos: natural e canalizado (Tabela 07). O trecho canalizado – objeto de modelagem hidrodinâmica - teve seu coeficiente de rugosidade “n” de Manning calibrado conforme explicado na seção 4.5 deste trabalho.

O coeficiente de rugosidade “n” de Manning do trecho natural foi calibrado pelo HEC-HMS a partir de um valor inicial inserido de 0,040, este valor foi escolhido tendo como base as sugestões contidas em Canholi (2014).

Os valores de comprimento e de declividade (S) foram especificados conforme mapa hipsométrico enquanto que as larguras de ambos os canais e a inclinação do canal natural (Figura 44) foram calculadas através de medição *in loco*. Para o canal natural mediu-se a seção transversal a cada intersecção do Córrego Fundo com as ruas, multiplicando a área da seção transversal medida pelo comprimento até a próxima seção transversal e fazendo uma média aritmética das seções mensuradas. Como resultado obteve-se uma largura média de 4,3 metros. A declividade do canal natural foi considerada de 1:1 – horizontal sobre vertical.

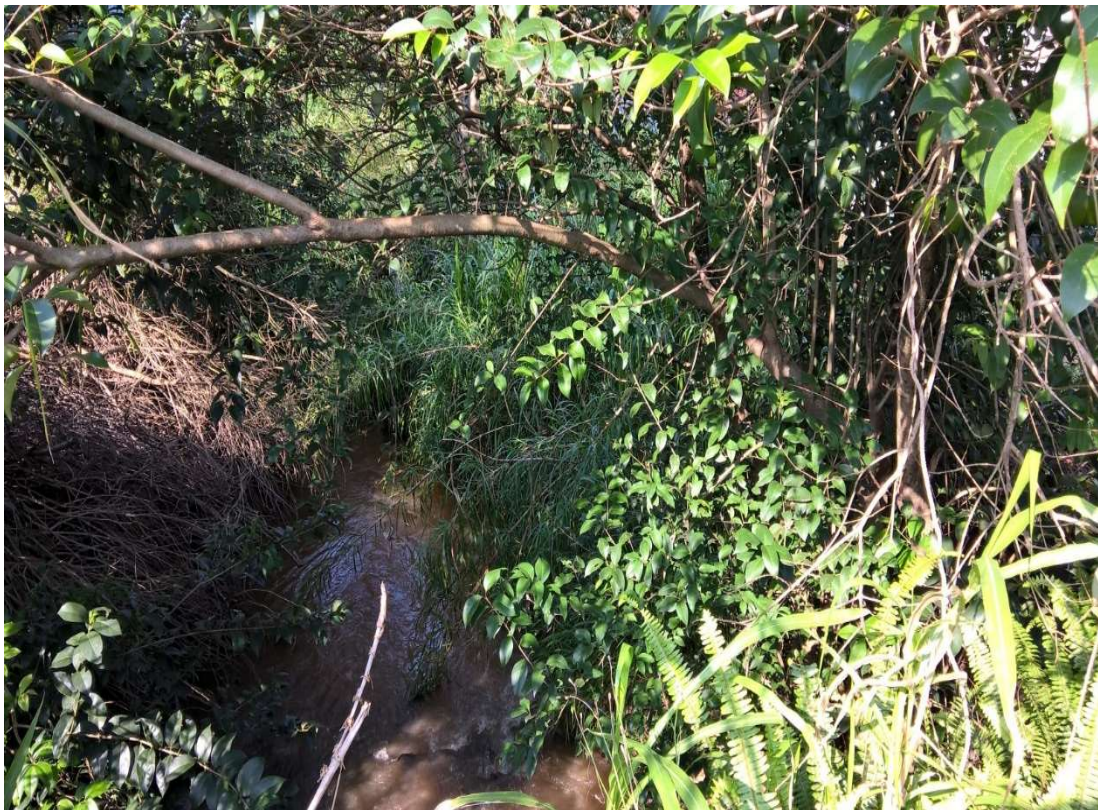


Figura 44 – Trecho natural do Córrego Fundo.

Fonte: O autor.

Tabela 07 – Parâmetros dos canais

Elemento	Tipo	n	Comprimento (m)	S (m/m)	Largura de base (m)	Inclinação (H/V)
Natural	Trapezoidal	Calibrado	948	0,00541	4,3 (médio)	1 não se aplica
Canalizado	Retangular	0,028	520	0,003805	4,1	aplica

Fonte: O autor.

O intervalo de discretização das chuvas de projeto foi calculado a partir da equação 32 (USACE, p. 24, 2015):

$$T = \frac{TCm}{6} \quad (32)$$

Onde:

T = Tempo de discretização (min);

TCm = Menor dos tempos de concentração entre as sub-bacias (min).

A equação supracitada foi proposta por (USACE, 1994) onde foi considerado que o tempo do centroide da precipitação até o pico de cada sub-bacia é aproximadamente 60% do tempo de concentração.

A sub-bacia que tem o menor tempo de concentração é a sub-bacia 1, sendo assim obteve-se um tempo de discretização de 3,91 minutos, arredondado para 3 minutos.

O modelo meteorológico foi do tipo *Specified Hyetograph* onde foram inseridos os hietogramas calculados pelo método de Huff 1º quartil. O método utilizado foi do tipo *Incremental Milimeters* onde foram inseridos os milímetros de chuva incrementais conforme os hietogramas calculados para os tempos de retorno de 25, 50 e 100 anos.

Para o Lago do Bairro Santa Terezinha foram inseridos os gráficos de volume-descarga e cota-volume especificados na seção 4.3 deste trabalho.

4.9.1. Calibração e validação do modelo hidrológico

Para a calibração e validação do modelo hidrológico foram realizados acompanhamentos da variação da altura da seção molhada do exutório, utilizando régua e pluviômetros artesanais (Figura 45), uma vez que não se dispõem de medições automatizadas de vazão no local e devido aos pluviômetros mais próximos não possuírem a resolução temporal requerida por este trabalho que é de 3 minutos, conforme explicado na seção 4.9.



Figura 45 – Régua artesanal utilizada nas etapas de calibração e validação do modelo hidrológico.

Fonte: O autor.

Na etapa de calibração, ocorre a tentativa de fazer com que os resultados do modelo se assemelhem, ao máximo, aos resultados da medição em campo. O modelo hidrológico é admitido como calibrado quando os seus resultados representam, de forma próxima a realidade, o processo pretendido (VENKATESH et al, 2011).

Na validação utiliza-se modelo calibrado para realizar simulações de uma nova série de dados de campo que não seja aquela que foi utilizada na etapa de calibração. Ao comparar os resultados entre a simulação do modelo e as observações reais, pode-se ter ideia se o modelo realmente representa de forma real o processo calibrado (VENKATESH et al, 2011).

A calibração foi realizada no dia 21/10/2017. As alturas das áreas molhadas foram observadas em um intervalo temporal de 3 minutos, e posteriormente foi utilizado a equação de Manning ilustrada na seção 4.5 deste trabalho para convertê-las em vazão. Foram calibrados um total de 71,5 milímetros de precipitação (Figura 46).

O método para calibrar o modelo pelo HEC-HMS foi o Gradiente Univariado através da função objetivo *Peak-Weighted Root Mean Square Error*. Tal método foi utilizado por apresentar melhor aproximação entre o hidrograma observado e o hidrograma simulado. O método do gradiente univariado faz correções sucessivas para estimar os parâmetros a serem calibrados, conforme a equação 33 (USACE, 2000):

$$X_{i+1} = X_i + \Delta X_i \quad (33)$$

Onde X_i representa o parâmetro calibrado pela função objetivo durante a iteração "i" e ΔX_i é a correção do parâmetro a cada iteração. O objetivo é encontrar o ΔX_i que leve a função objetivo a encontrar o menor valor de erro.

A função objetivo *Peak-Weighted Root Mean Square Error* é definida pela equação 34:

$$Z = \left\{ \frac{1}{NQ} \left[\sum_1^{NQ} (q_o(i) - q_s(i))^2 \left(\frac{q_o(i) + q_o(\text{médio})}{2q_o(\text{médio})} \right) \right] \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (34)$$

Onde:

Z = Função objetivo;

NQ = Número de ordenadas computadas no hidrograma;

q_o = vazão observada (m^3/s);

q_s = vazão simulada (m^3/s).

A função objetivo compara todas as ordenadas, elevando ao quadrado às e atribuindo pesos às diferenças quadráticas. O peso atribuído para cada ordenada é proporcional à sua magnitude. Para ordenadas maiores que a média do hidrograma observado é atribuído um peso maior que um, para ordenadas menores que a média do hidrograma observado menor que um. A ordenada referente ao pico do hidrograma observado possui, conseqüentemente, o maior peso (USACE, 2000).

O somatório das diferenças quadráticas com os pesos atribuídos é dividido pelo total de ordenadas, e então tira-se a raiz quadrada (USACE, 2000).

Para avaliar a eficiência da calibração foi utilizado índice de eficiência Nash-Sutcliffe - NSE (NASH e SUTCLIFFE, 1970), que é ilustrado pela equação 35:

$$NSE = 1 - \frac{\sum_1^{NQ} (q_o - q_s)^2}{\sum_1^{NQ} (q_o - \bar{q}_o)^2} \quad (35)$$

Onde:

NQ = Número de ordenadas computadas no hidrograma;

q_o = vazão observada (m^3/s);

q_s = vazão simulada (m^3/s).

$\overline{q_o}$ = média da vazão observada (m^3/s).

O índice de eficiência NSE igual a 1, significa que o ajuste é perfeito entre os hidrogramas observados e simulados.



Figura 46 – Trecho canalizado do Córrego Fundo na etapa de calibração.

Fonte: O autor.

Como resultado da calibração, obteve-se os hidrogramas da Figura 47.

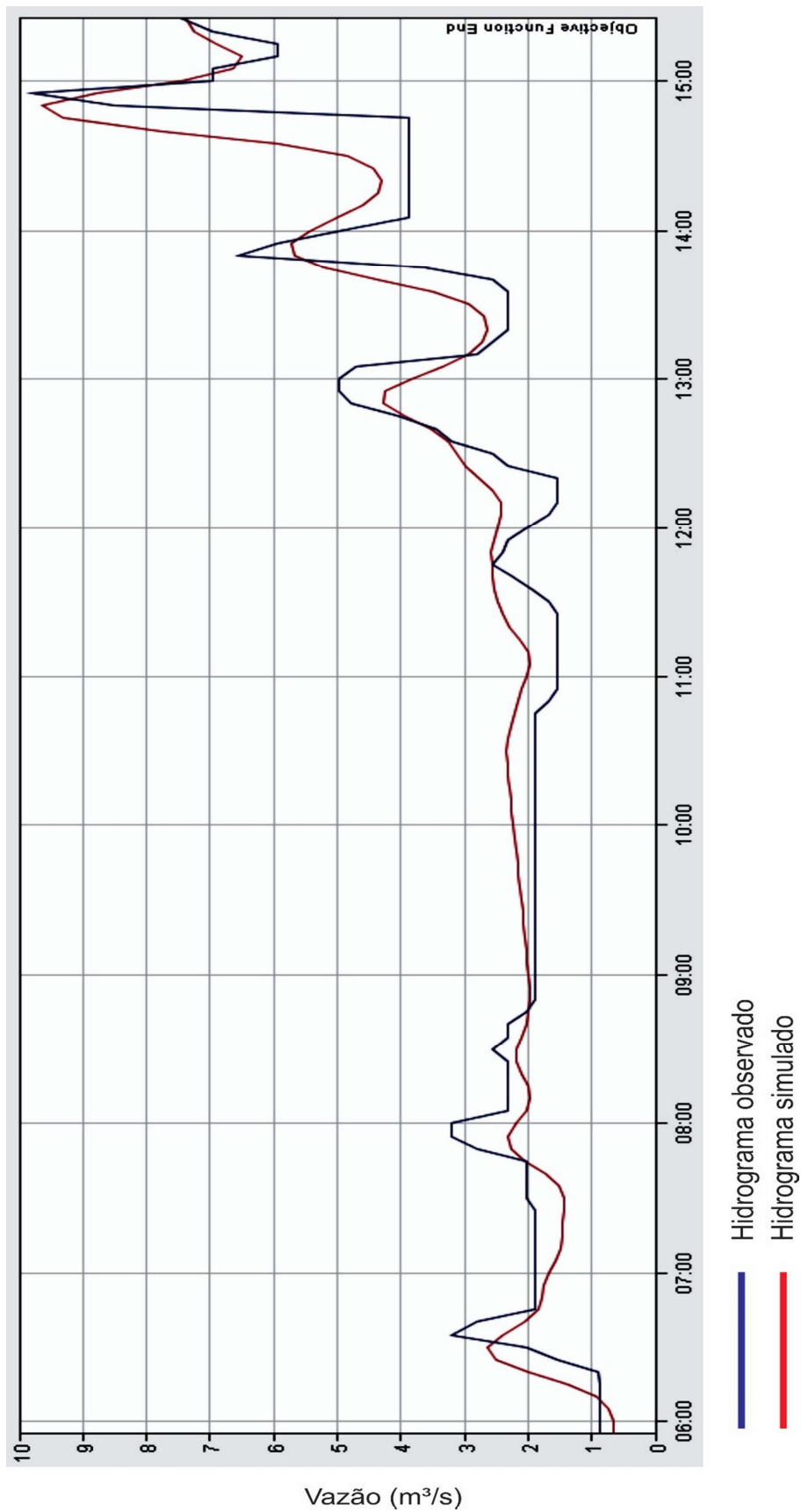


Figura 44 – Hidrograma observado e hidrograma simulado para a fase de calibração.

Fonte: O autor, com base nos hidrogramas obtidos pelo HEC-HMS.

Conforme explicado na seção 4.9 deste trabalho, os elementos calibrados foram: os coeficientes de armazenamento “R” do Hidrograma Unitário de Clark, o coeficiente de rugosidade “n” de Manning para o trecho Natural do Córrego Fundo para o método de Muskingum-Cunge, além da aplicação de um fator de escala de 0,945 nos parâmetros de CN para o método do SCS.

Para a sub-bacia 1 o valor inicial inserido foi de “R” foi de 0,17 horas sendo que foi calibrado para 0,1; para a sub-bacia 2 o valor inicial inserido foi de 1,34 horas, sendo que a calibração manteve o valor; para a sub-bacia 3 o valor inicial inserido foi de 0,81 horas sendo que foi calibrado para 0,94.

Para o coeficiente de rugosidade “n” de Manning no trecho natural do canal, a calibração manteve o valor de 0,04 que foi inserido.

O hidrograma simulado obteve uma vazão de pico de 9,6 m³/s enquanto que o hidrograma observado foi mensurado com uma vazão de pico de 9,8 m³/s.

O índice de eficiência NSE obtido foi de 0,716. A Figura 48 ilustra o hidrograma do trecho canalizado do Córrego Fundo simulado na fase de calibração, separando o escoamento oriundo da sub-bacia 1 da contribuição do vertedor do Lago do Bairro Santa Terezinha.

A vazão oriunda do lago, conforme já era evidenciado, possui comportamento mais regular se comparado à vazão oriunda da sub-bacia 1, uma vez que a lago cumpre sua função de amortecimento dos escoamentos das sub-bacias 2 e 3.

A validação do modelo (Figura 49) foi realizada no dia 25/11/2017. As alturas das áreas molhadas foram observadas em um intervalo temporal de 3 minutos, e posteriormente foi utilizado a equação de Manning ilustrada na seção 4.5 deste trabalho para converte-las em vazão. Foram calibrados um total de 30,80 milímetros de precipitação. O índice de eficiência NSE obtido foi de 0,652. O hidrograma simulado obteve uma vazão de pico de 3,6 m³/s enquanto que o hidrograma observado foi mensurado com uma vazão de pico de 3,8 m³/s.

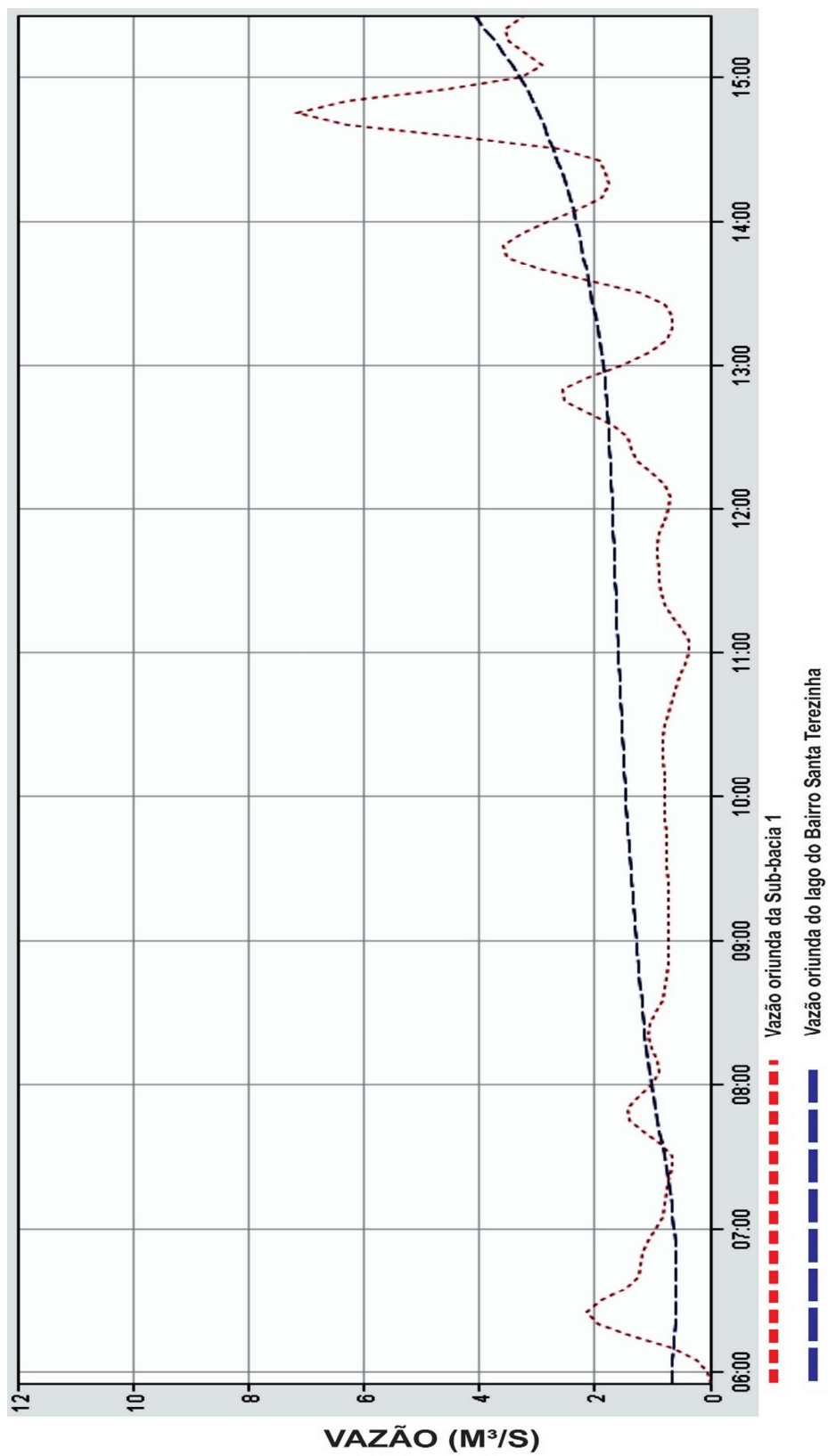


Figura 48 – Comparativo da vazão oriunda da sub-bacia 1, com a vazão oriunda do lago.

Fonte: O autor, com base nos hidrogramas obtidos pelo HEC-HMS.

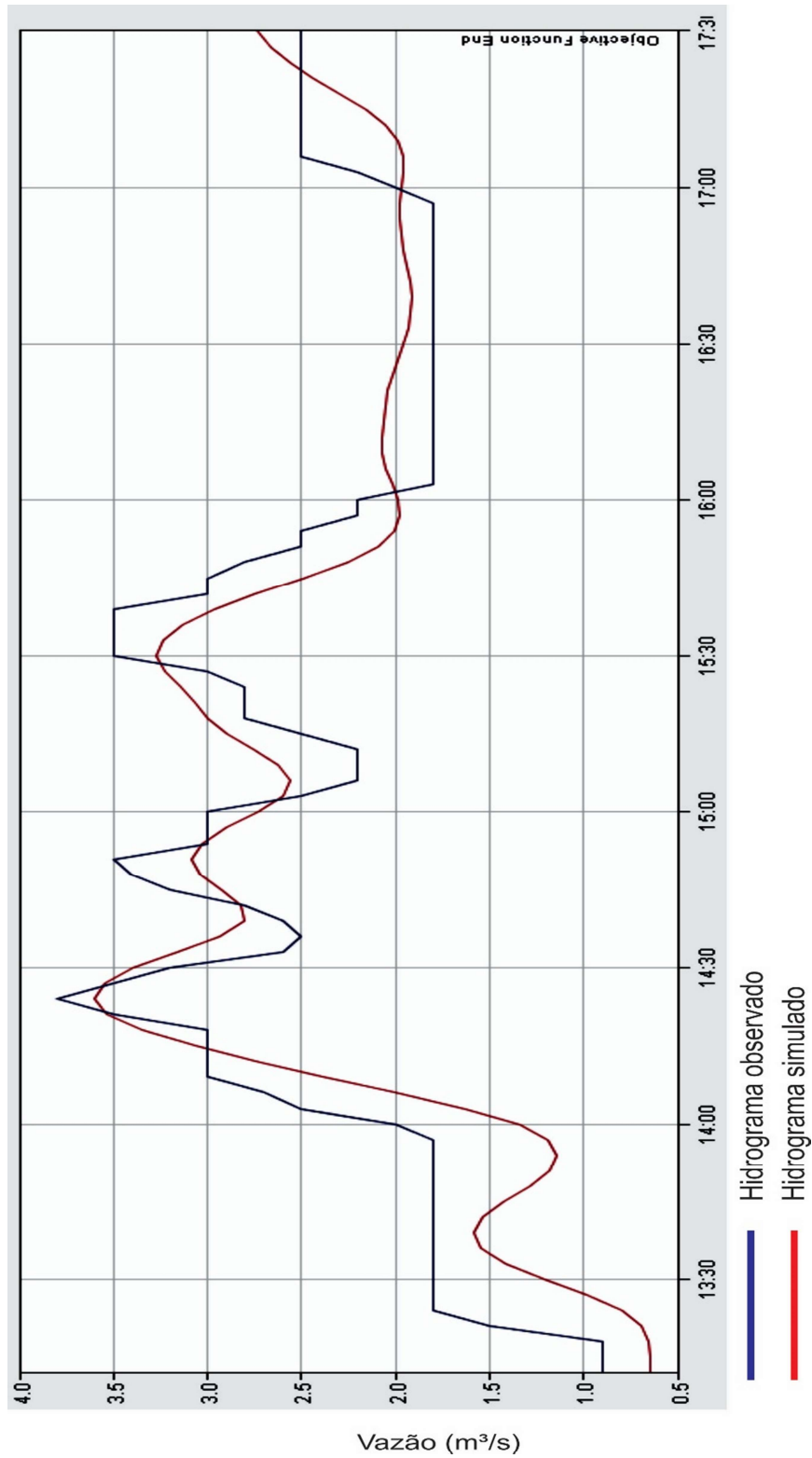


Figura 49 – Hidrograma observado e hidrograma simulado para a fase de validação.

Fonte: O autor, com base nos hidrogramas obtidos pelo HEC-HMS.

4.10. MODELAGEM HIDRODINÂMICA

O trecho objeto da modelagem hidrodinâmica do Córrego Fundo foram os últimos 520 metros – canalizados – antes deste chegar em sua foz, exutório do modelo.

O canal foi todo modelado no Autocad Civil 3D e no *plugin River and Flood Analysis* inserido no próprio Civil 3D, a partir da topografia retificada conforme exposto na seção 4.3 deste trabalho. Após a modelagem, foi realizada a exportação do modelo para o HEC-RAS, para que então fossem feitas as análises no regime não permanente – *unsteady flow*.

O *plugin River and Flood Analysis* do Civil 3D possui ainda a funcionalidade de utilizar o HEC-RAS para realizar análises no regime permanente, dentro de sua própria interface, necessitando como condição de contorno a vazão de pico do hidrograma e a declividade do canal, porém tal método não foi utilizado.

O coeficiente de rugosidade “n” de Manning atribuído para o canal foi de 0,028, conforme explicado na seção 4.5. Para as margens – direita e esquerda – utilizou-se o valor “n” padrão do HEC-RAS, que é de 0,06, uma vez que não existe mapeamento preciso das cotas de inundação que ocorreram em outras datas para calibrar o modelo hidrodinâmico.

O evento ilustrado na seção 3.4 deste trabalho (Figuras 03 a 05) ocorreu antes do Lago do Bairro Santa Terezinha ser executado, portanto não se justifica a utilização de tais imagens como referência. Pretende-se com a modelagem, avaliar a efetividade de retenção do lago, verificando a capacidade deste em coibir inundações.

Foi utilizado o elemento *Assembly* para modelar o perfil transversal do canal, sendo que o perfil está ilustrado na Figura 37, na seção 4.5 deste trabalho. O elemento *Aligment* para traçar o eixo do canal sobre a imagem de satélite. O elemento *Corridor* para extrudar a *Assembly* ao longo da topografia retificada. Os elementos *Sample Lines* para gerar as seções de projeto, que seria a seção transversal do canal somado à seção de topografia, aqui denominado como estaqueamento

A princípio foram definidas estacas com 200 metros para a margem esquerda e 300 metros para a margem direita, porém foi necessário aumentar o comprimento na margem direita pois a topografia propiciou o escoamento das inundações naquela direção. Além das estacas foi exportado um Modelo Digital de Elevação – MDE ao HEC-RAS gerado a partir da topografia retificada.

A Figura 50 localiza o projeto em relação às ruas próximas. A Figura 51 mostra a planta baixa do trecho objeto da modelagem, as *Sample Lines* – estacas – estão distribuídas de 5 em 5 metros, com exceção dos locais onde existem pontes. Foram inseridas as pontes da Rua Visconde de Tamandaré, Rua Xingu e esquina da Rua Paraná com a Rua Itacolomi, com as alturas definidas conforme medição com GPS explicada na seção 4.2 deste trabalho.

A Figura 52 mostra o perfil longitudinal do canal obtido através da modelagem sobre a topografia retificada, onde é possível verificar a disposição da maior margem em relação ao canal.

Para realizar a modelagem: como condição de contorno à montante, foram inseridos os hidrogramas oriundos do HEC-HMS para os diferentes períodos de retorno; e como condição de contorno a jusante, foi inserida a declividade do fundo do canal e a curva de vazão explicada na seção 4.5 deste trabalho.



Figura 50 – Planta de localização.

Fonte: O autor.

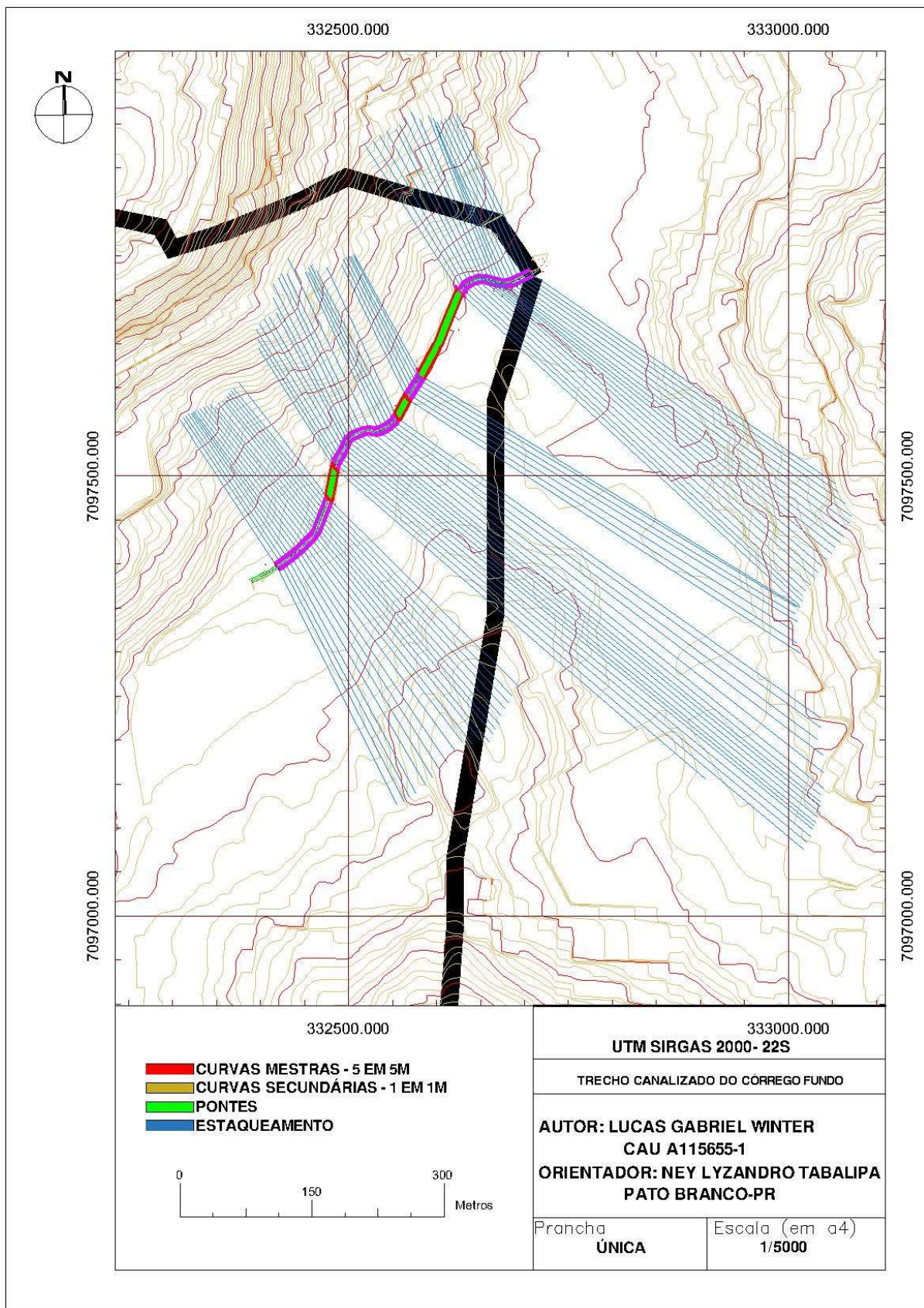


Figura 51 – Estaqueamento.

Fonte: O autor.

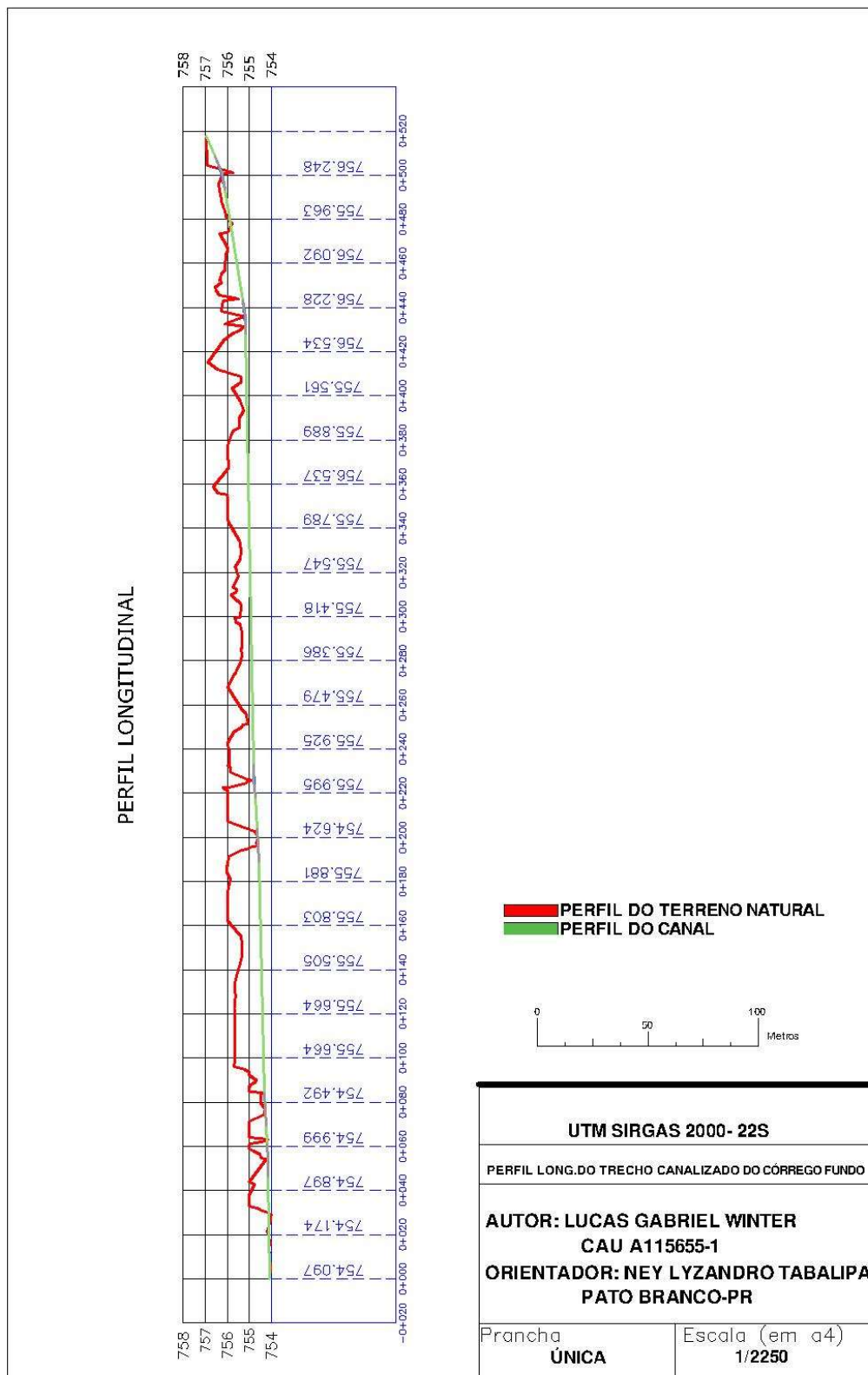


Figura 52 – Perfil longitudinal do canal

Fonte: O autor.

5. RESULTADOS

5.1. LAGO DO BAIRRO SANTA TERERIZNHA

Os resultados mostraram que apenas nas simulações com períodos de retorno de 25 e 50 anos para primeiro cenário a capacidade máxima do lago do Bairro Santa Terezinha não foi atingida, em todas as demais simulações a capacidade máxima não foi suficiente para armazenar os volumes simulados, a linha vermelha das Figuras 55 a 58 ilustra a capacidade do lago na cota de coroamento que é de 245309,09 m³. Apesar da chuva ter duração de 100 minutos conforme explicado na seção 4.7 deste trabalho, para gerar os hidrogramas do lago foram analisados períodos de 5 horas após o início na precipitação. Esta duração foi escolhida devido a ser o tempo que o lago começa a diminuir o seu volume total armazenado, podendo analisar assim o volume máximo de armazenamento. As Figuras 53 a 58 ainda ilustram os volumes de armazenamento, vazões de entrada e saída e alturas do nível da água em relação à soleira do vertedor, sendo que 4,76 metros é a altura máxima ilustrada, referente ao topo do vertedor.

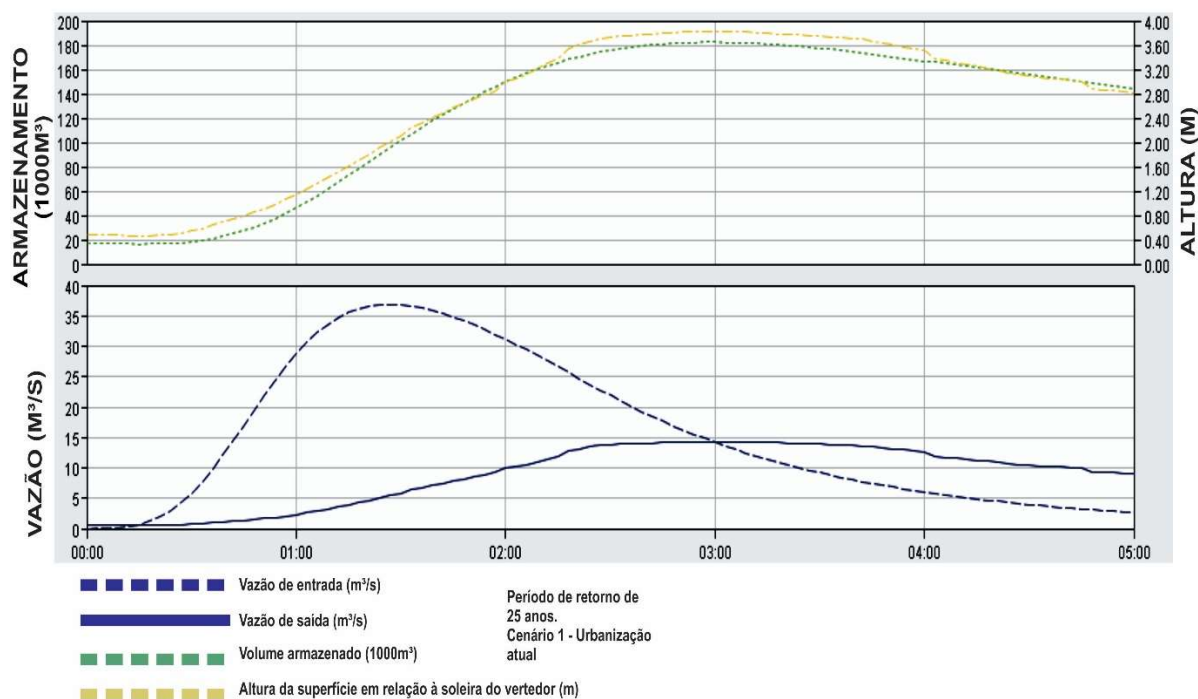


Figura 53 – Hidrogramas do Lago do Bairro Santa Terezinha, no primeiro cenário para um período de retorno – P.R. de 25 anos.

Fonte: O autor, com base nos hidrogramas obtidos pelo HEC-HMS.

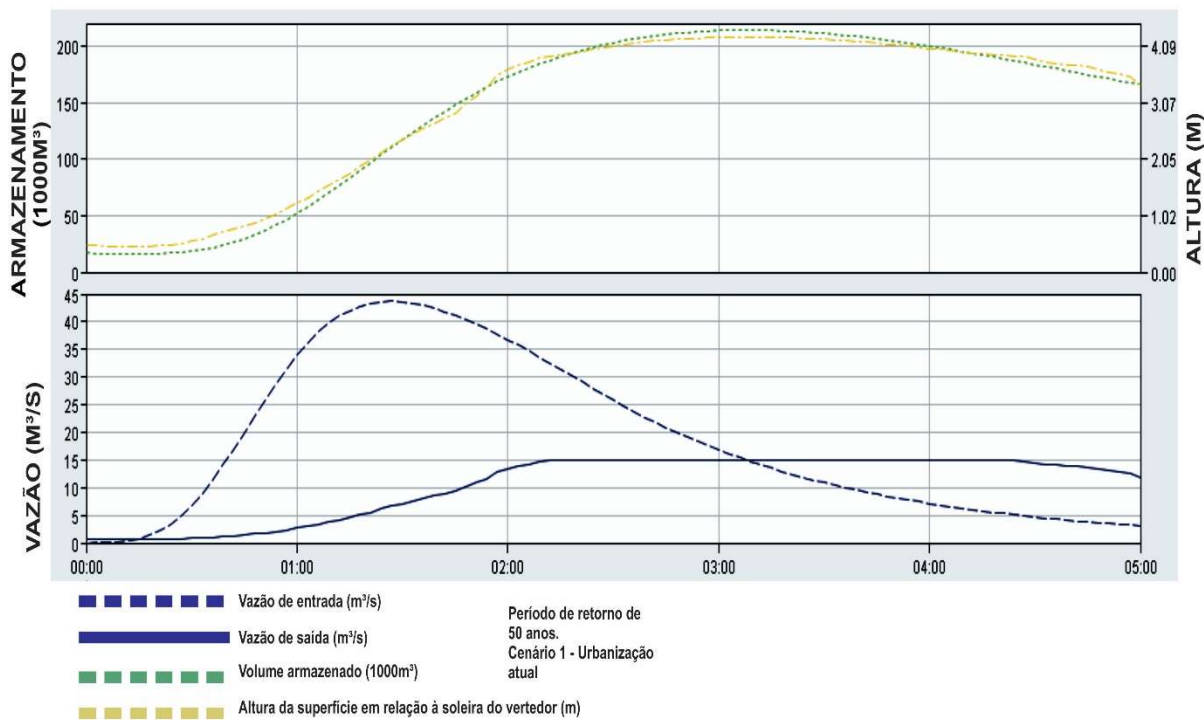


Figura 54 – Hidrogramas do Lago do Bairro Santa Terezinha, no primeiro cenário para um período de retorno – P.R. de 50 anos.

Fonte: O autor, com base nos hidrogramas obtidos pelo HEC-HMS.

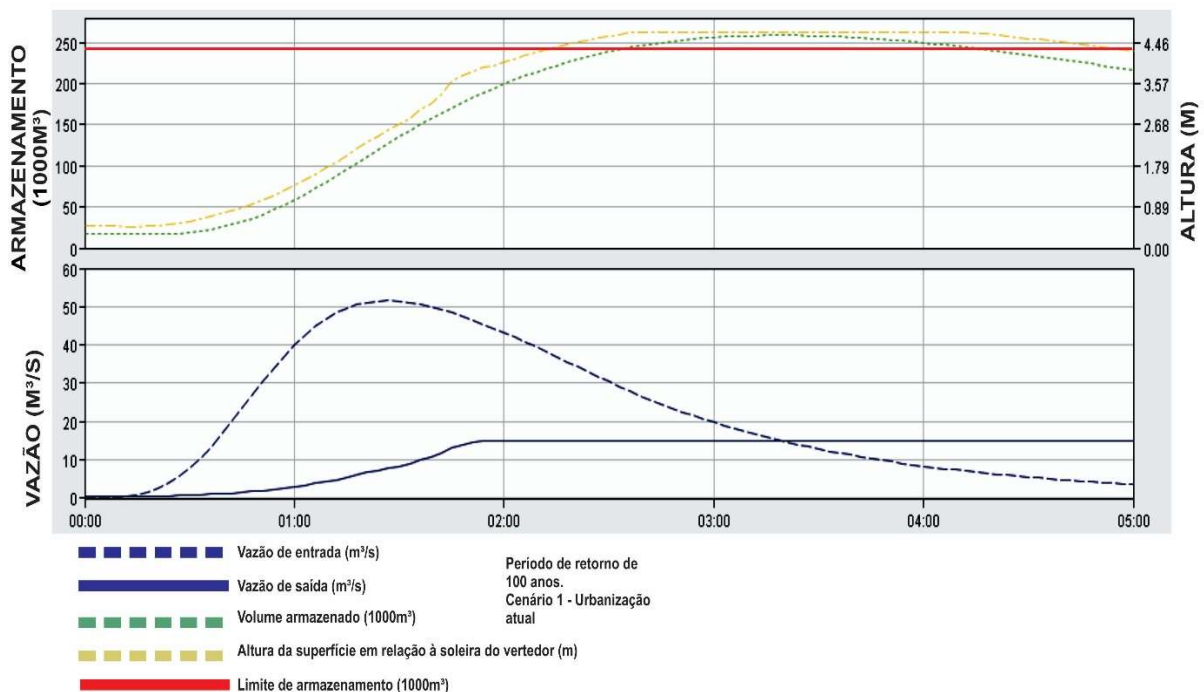


Figura 55 – Hidrogramas do Lago do Bairro Santa Terezinha, no primeiro cenário para um período de retorno – P.R. de 100 anos.

Fonte: O autor, com base nos hidrogramas obtidos pelo HEC-HMS.

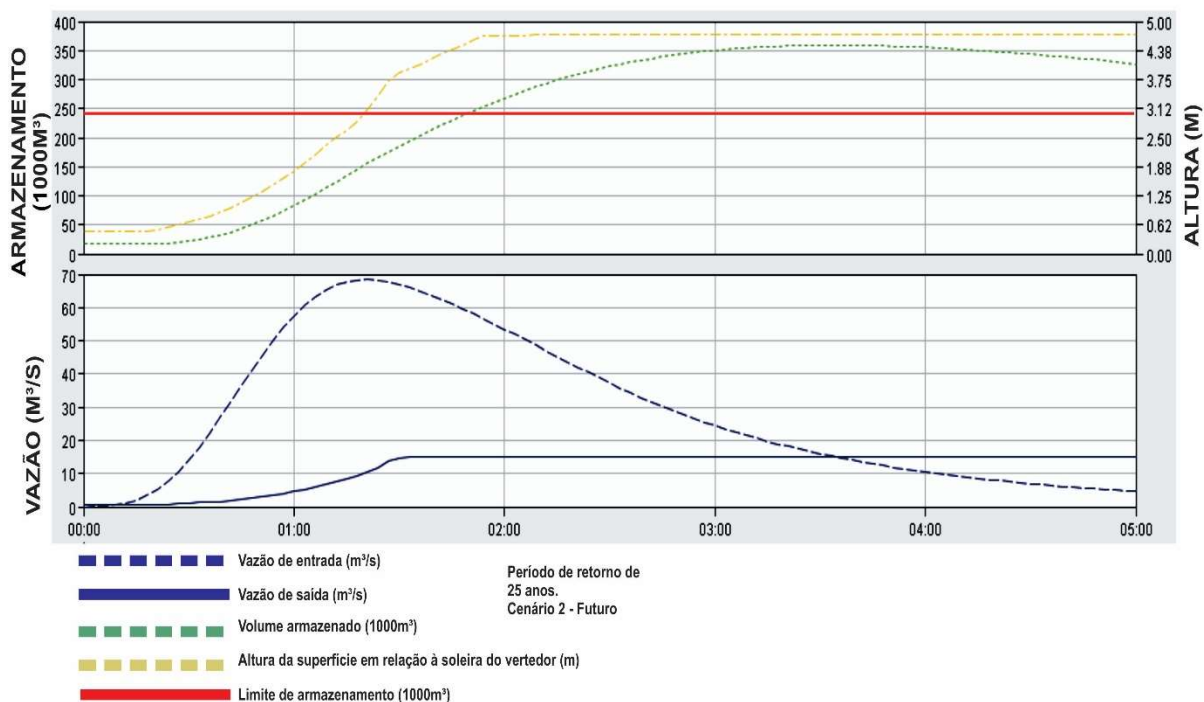


Figura 56 – Hidrogramas do Lago do Bairro Santa Terezinha, no segundo cenário para um período de retorno – P.R. de 25 anos.

Fonte: O autor, com base nos hidrogramas obtidos pelo HEC-HMS.

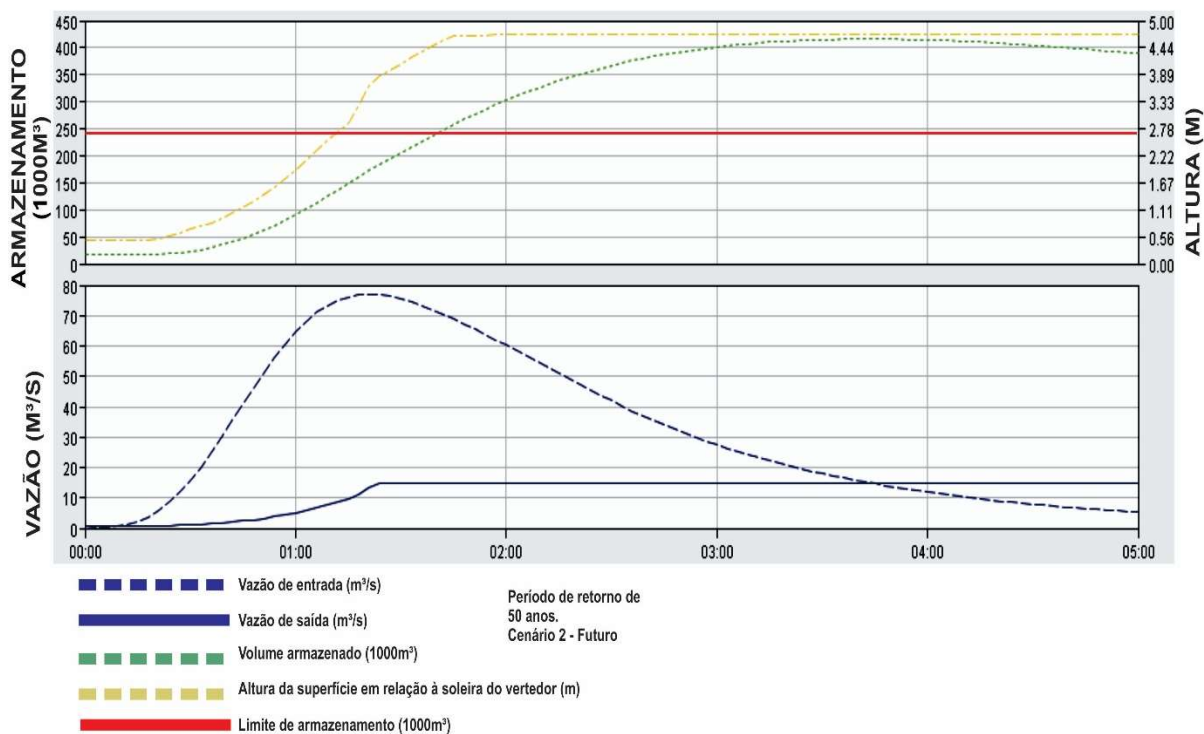


Figura 57 – Hidrogramas do Lago do Bairro Santa Terezinha, no segundo cenário para um período de retorno – P.R. de 50 anos.

Fonte: O autor, com base nos hidrogramas obtidos pelo HEC-HMS.

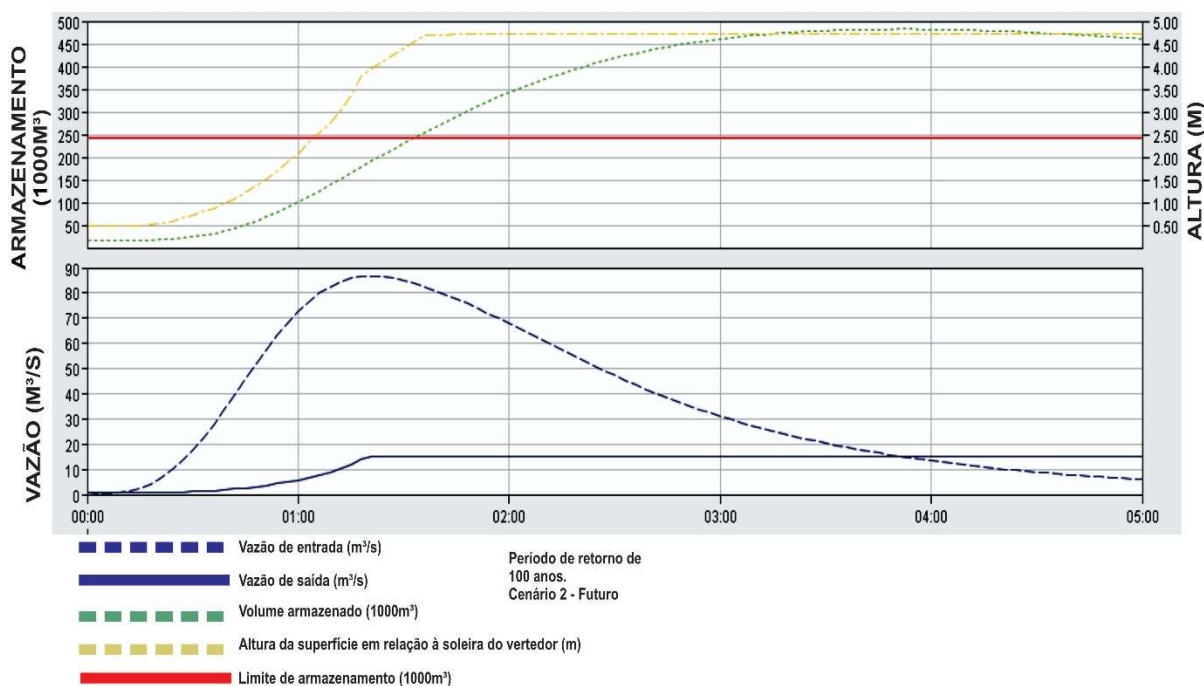


Figura 58 – Hidrogramas do Lago do Bairro Santa Terezinha, no segundo cenário para um período de retorno – P.R. de 100 anos.

Fonte: O autor, com base nos hidrogramas obtidos pelo HEC-HMS.

5.2. TRECHO CANALIZADO DO CÓRREGO FUNDO

Em relação ao trecho canalizado do Córrego Fundo (Figuras 59 e 60), o escoamento extravasou a calha principal em todas as simulações, ocorrendo assim inundações.

O pico do hidrograma, como já era indicado pelo método de Huff 1º quartil, foi no começo da simulação. A maior parte da contribuição para a vazão de pico foi da sub-bacia 1, enquanto que a vazão das sub-bacias 2 e 3 foi amortecida pelo Lago do Bairro Santa Terezinha.

Após o término da duração da precipitação, o canal continuou a escoar a vazão oriunda do vertedor do lago sem nenhum extravasamento, uma vez que o canal possui a capacidade máxima de descarga de até 26,02 m³/s e o vertedor do lago de 15,04m³/s.

A tabela 08 apresenta as vazões de pico no trecho canalizado do Córrego Fundo e no Lago do Bairro Santa Terezinha, bem como o armazenamento de pico deste último para os diferentes cenários e períodos de retorno.

Tabela 08 – Vazões e armazenamentos de pico.

CENÁRIOS	VAZÃO DE PICO		
	TRECHO CANALIZADO (M ³ /S)	VAZÃO DE PICO DE ENTRADA LAGO (M ³ /S)	ARMAZENAMENTO DE PICO (1000M ³)
CENÁRIO 1 - P.R. 25 ANOS	28,6	36,9	182,4
CENÁRIO 1 - P.R. 50 ANOS	33	43,7	213,9
CENÁRIO 1 - P.R. 100 ANOS	38	51,6	258,9
CENÁRIO 2 - P.R. 25 ANOS	41,4	68,5	359
CENÁRIO 2 - P.R. 50 ANOS	46,4	77,1	416
CENÁRIO 2 - P.R. 100 ANOS	52,1	86,8	482,4

Fonte: O autor.

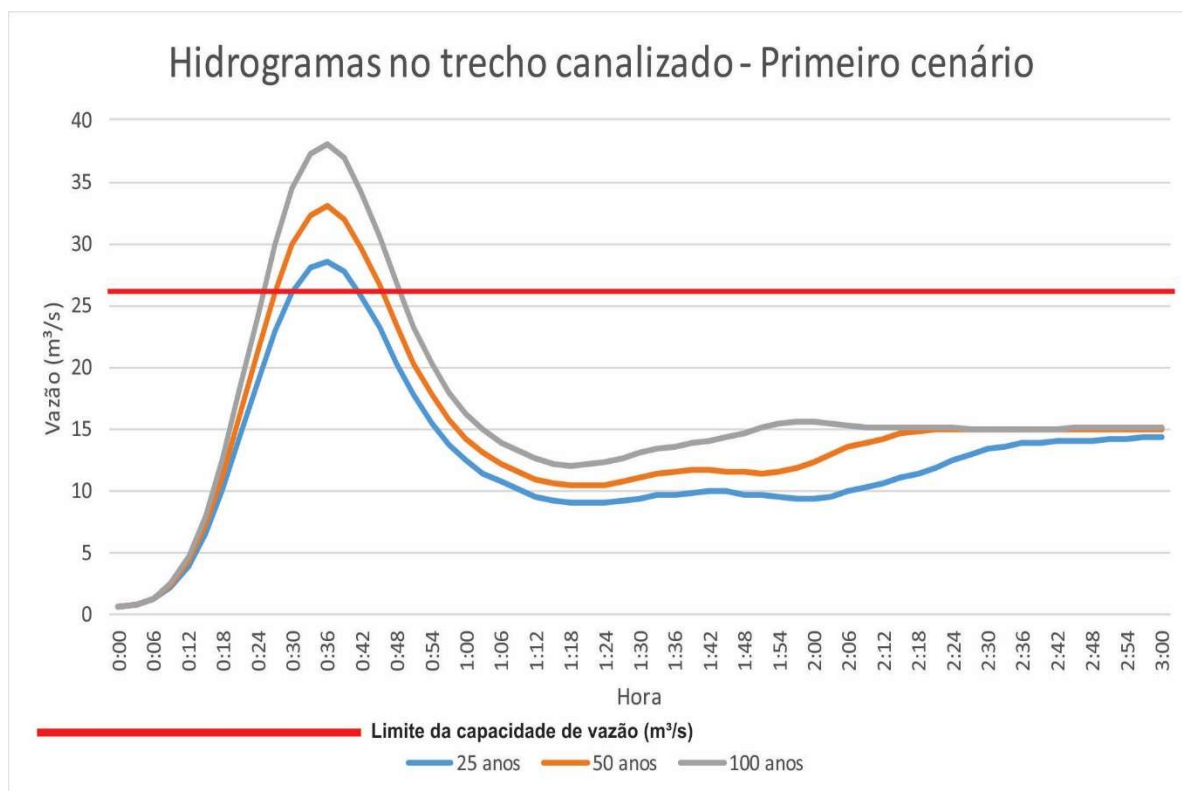


Figura 59 – Comparativo entre os hidrogramas de diferentes períodos de retorno para o primeiro cenário.

Fonte: O autor.

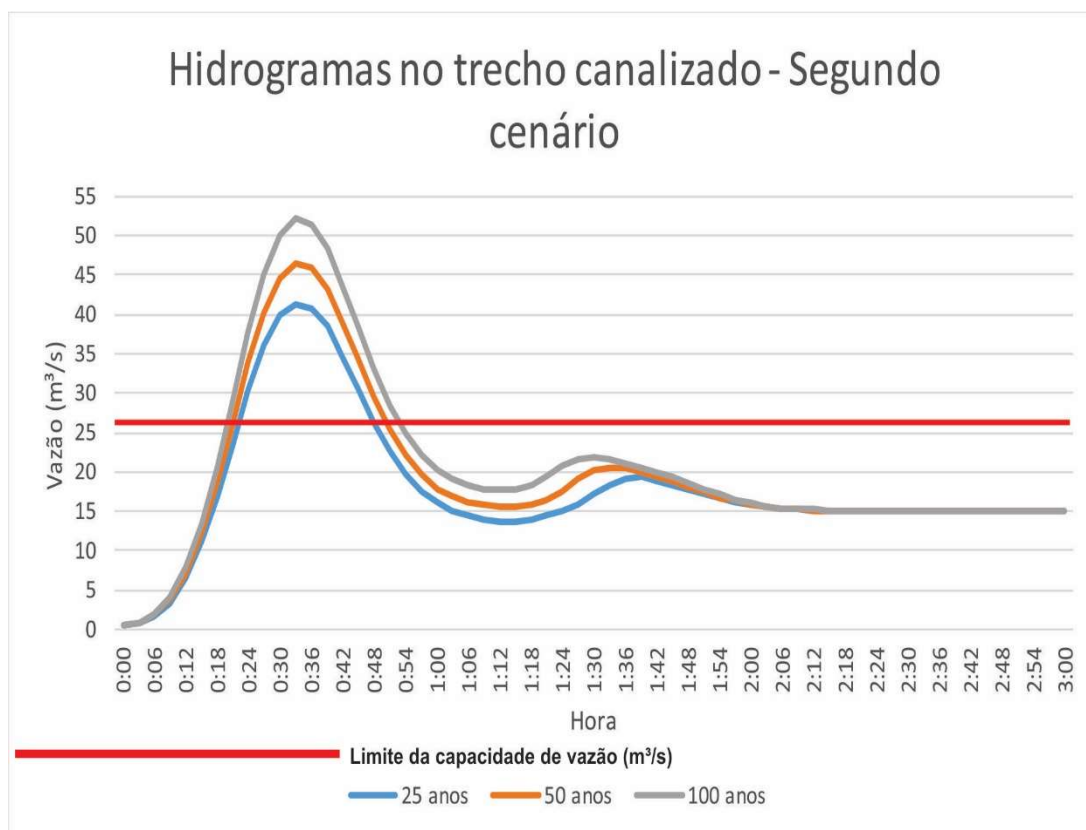


Figura 60 – Comparativo entre os hidrogramas de diferentes períodos de retorno para o segundo cenário.

Fonte: O autor.

5.3. MANCHAS DE INUNDAÇÃO

Os resultados das manchas de inundação para os diferentes cenários e períodos de retorno no trecho canalizado do Córrego Fundo estão ilustrados na Tabela 09 – área e perímetro – e nas Figuras 61 a 66. As manchas de inundação ilustradas se referem à máxima área de inundação para cada cenário e período de retorno. A área máxima provável de inundação é a maneira convencional de analisar locais sujeitos à inundação (KUCHMENT e GELFAN, 2011).

Tabela 09 – Resultados das manchas de inundação

CENÁRIOS	ÁREA (M²)	PERÍMETRO (M)
CENÁRIO 1 - P.R. 25 ANOS	2817	1153
CENÁRIO 1 - P.R. 50 ANOS	4809	1210
CENÁRIO 1 - P.R. 100 ANOS	12786	1365
CENÁRIO 2 - P.R. 25 ANOS	16729	1429
CENÁRIO 2 - P.R. 50 ANOS	19477	1432
CENÁRIO 2 - P.R. 100 ANOS	67006	2994

Fonte: O autor.

A comparação entre as manchas de inundação para os diferentes períodos de retorno está ilustrada nas Figuras 67 e 68.

Os resultados do primeiro cenário mostram que as áreas próximas ao canal são as únicas afetadas, a mancha de inundação não chega a atingir outras quadras.

Para o segundo cenário, as manchas de inundação que se referem aos períodos de retorno de 25 e 50 anos tiveram resultado semelhante à inundação referente ao período de retorno de 100 anos do primeiro cenário. Ainda no segundo cenário, para a mancha de inundação referente ao período de retorno de 100 anos, esta obteve uma área consideravelmente maior, chegando a atingir outras quadras e ruas – Rua Xingu e Rua Xavantes – que estão topograficamente a jusante do trecho canalizado do Córrego Fundo, conforme Figura 66.

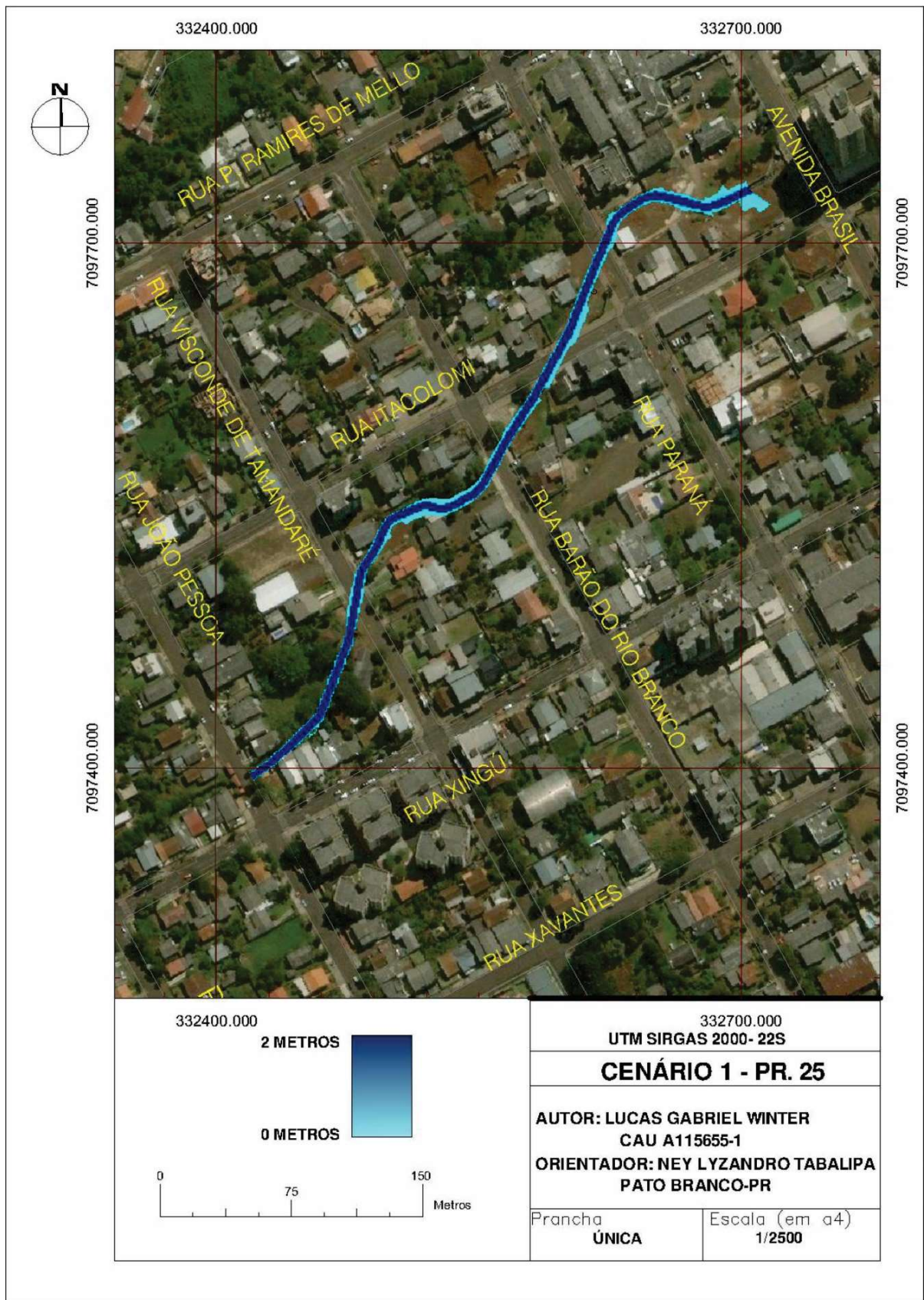


Figura 61 – Mancha de inundação no primeiro cenário, para um período de retorno de 25 anos.

Fonte: O autor.

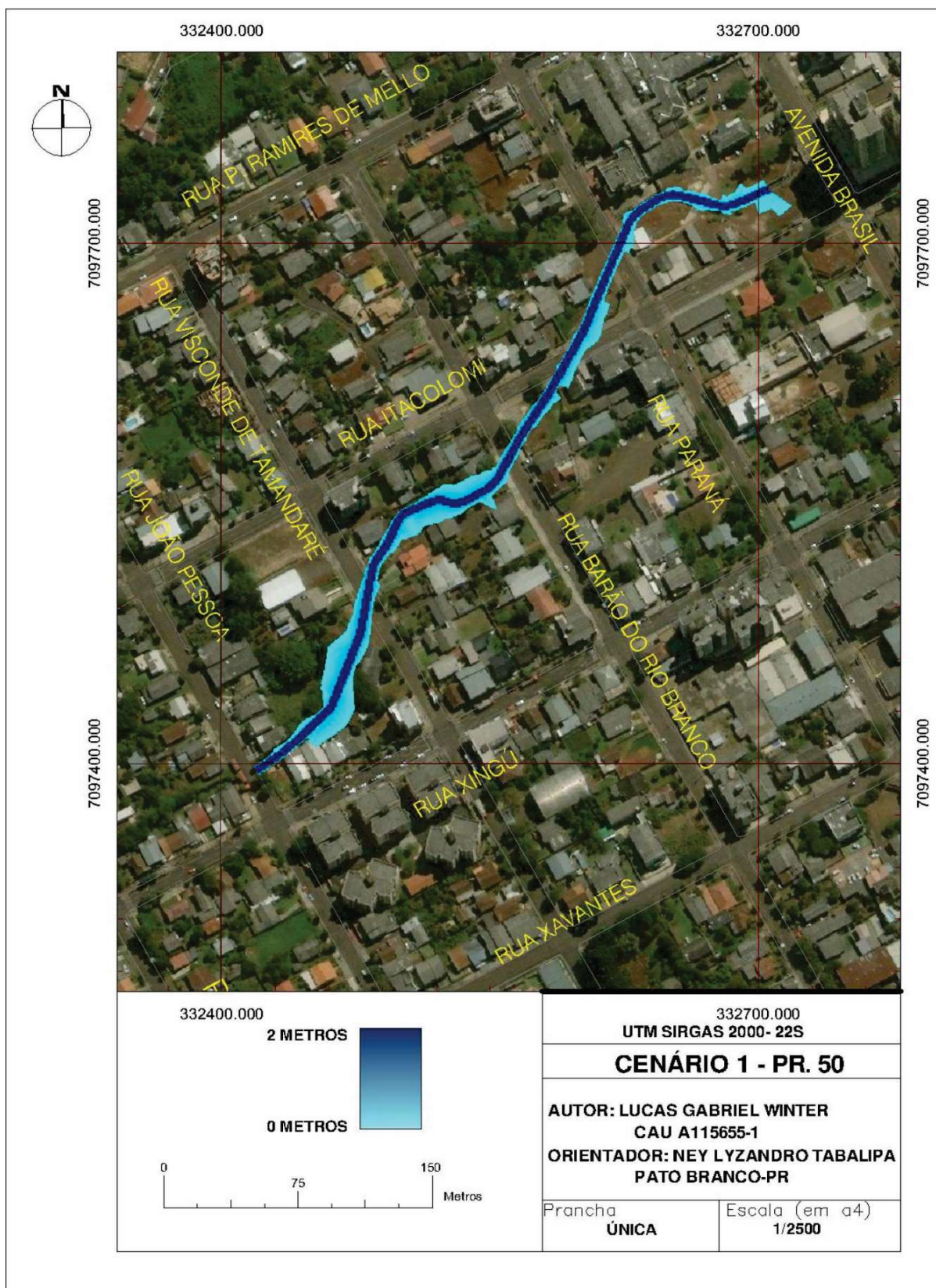


Figura 62 – Mancha de inundação no primeiro cenário, para um período de retorno de 50 anos.

Fonte: O autor.

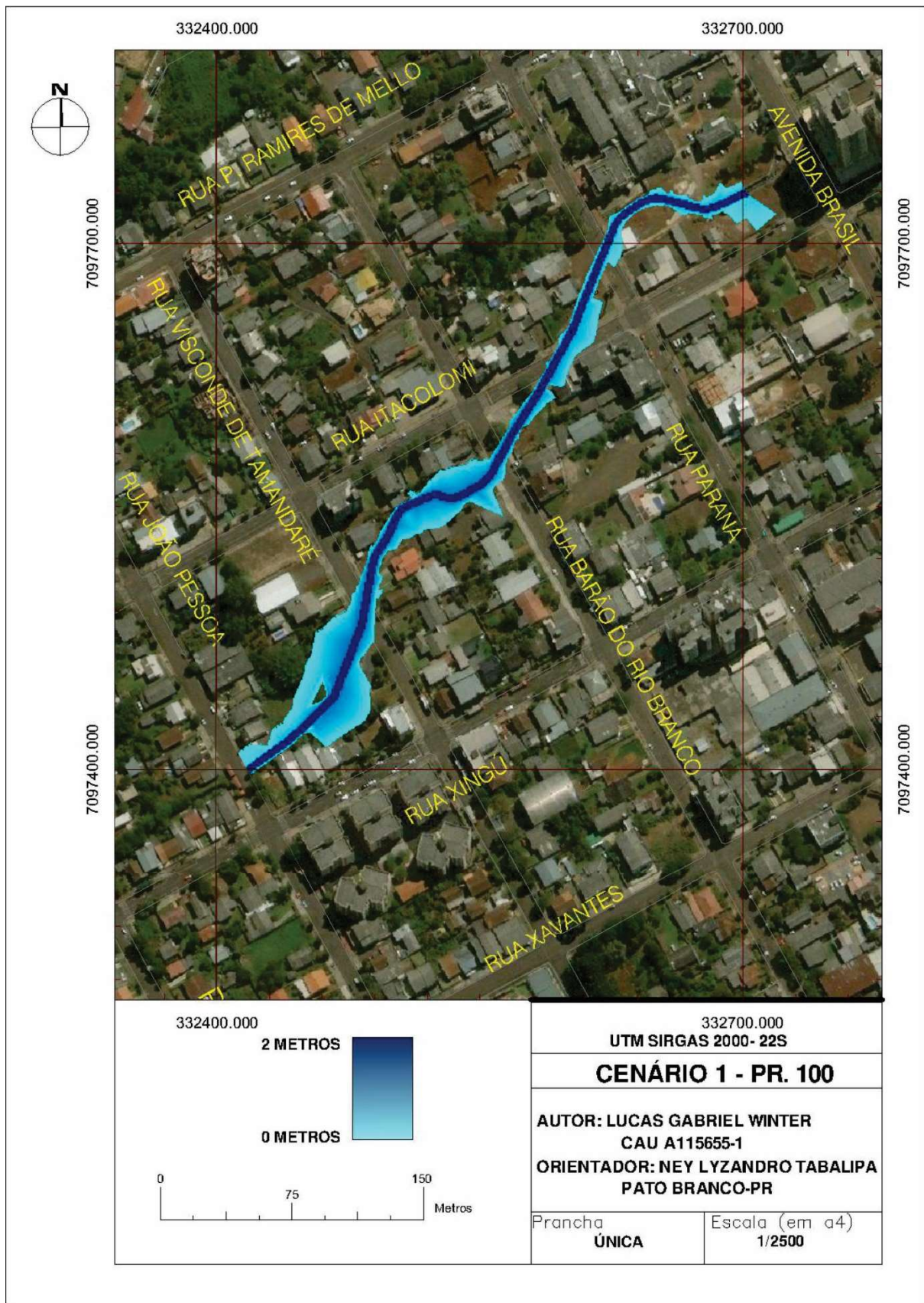


Figura 63 – Mancha de inundação no primeiro cenário, para um período de retorno de 100 anos.

Fonte: O autor.

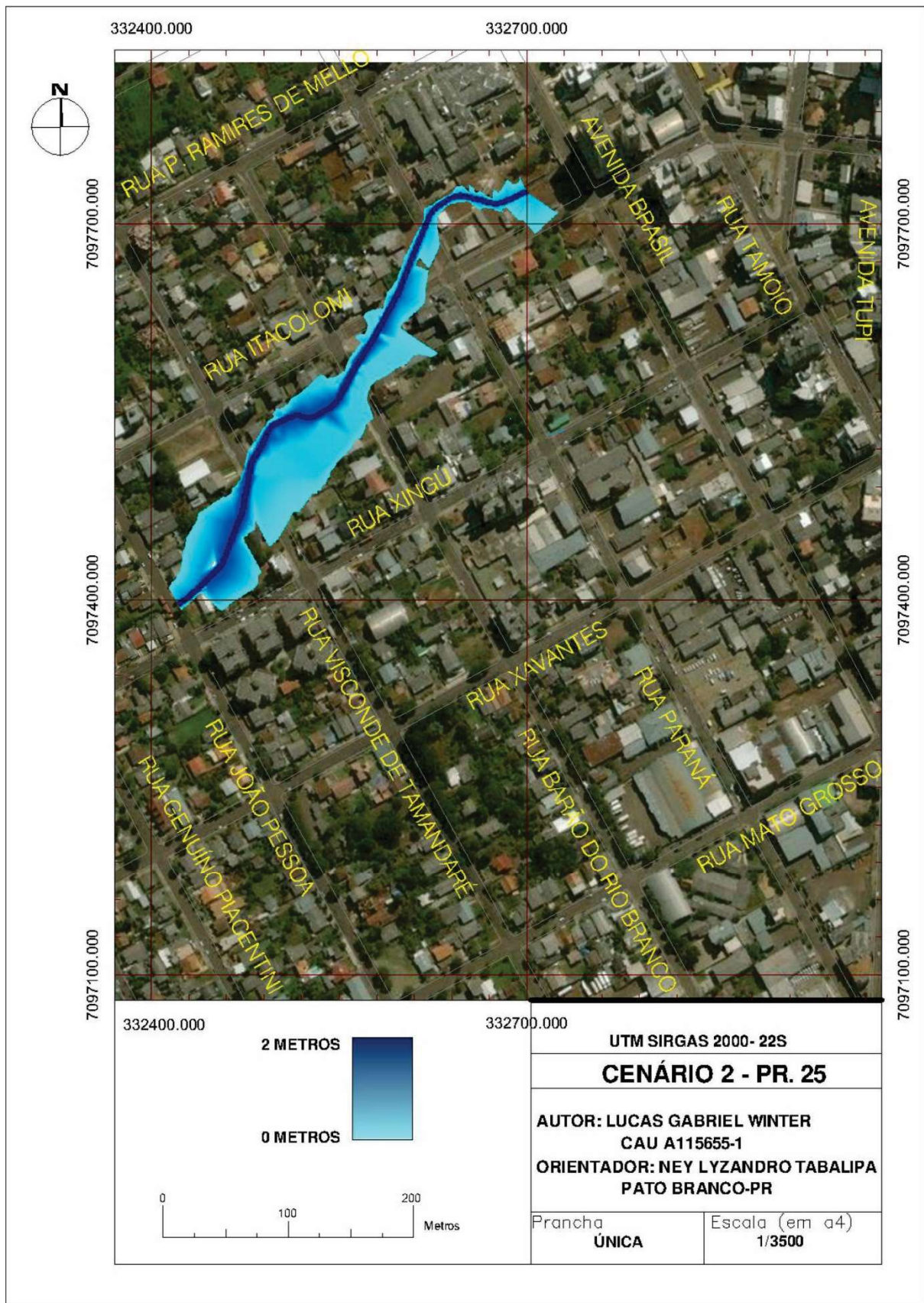


Figura 64 – Mancha de inundação no segundo cenário, para um período de retorno de 25 anos.

Fonte: O autor.

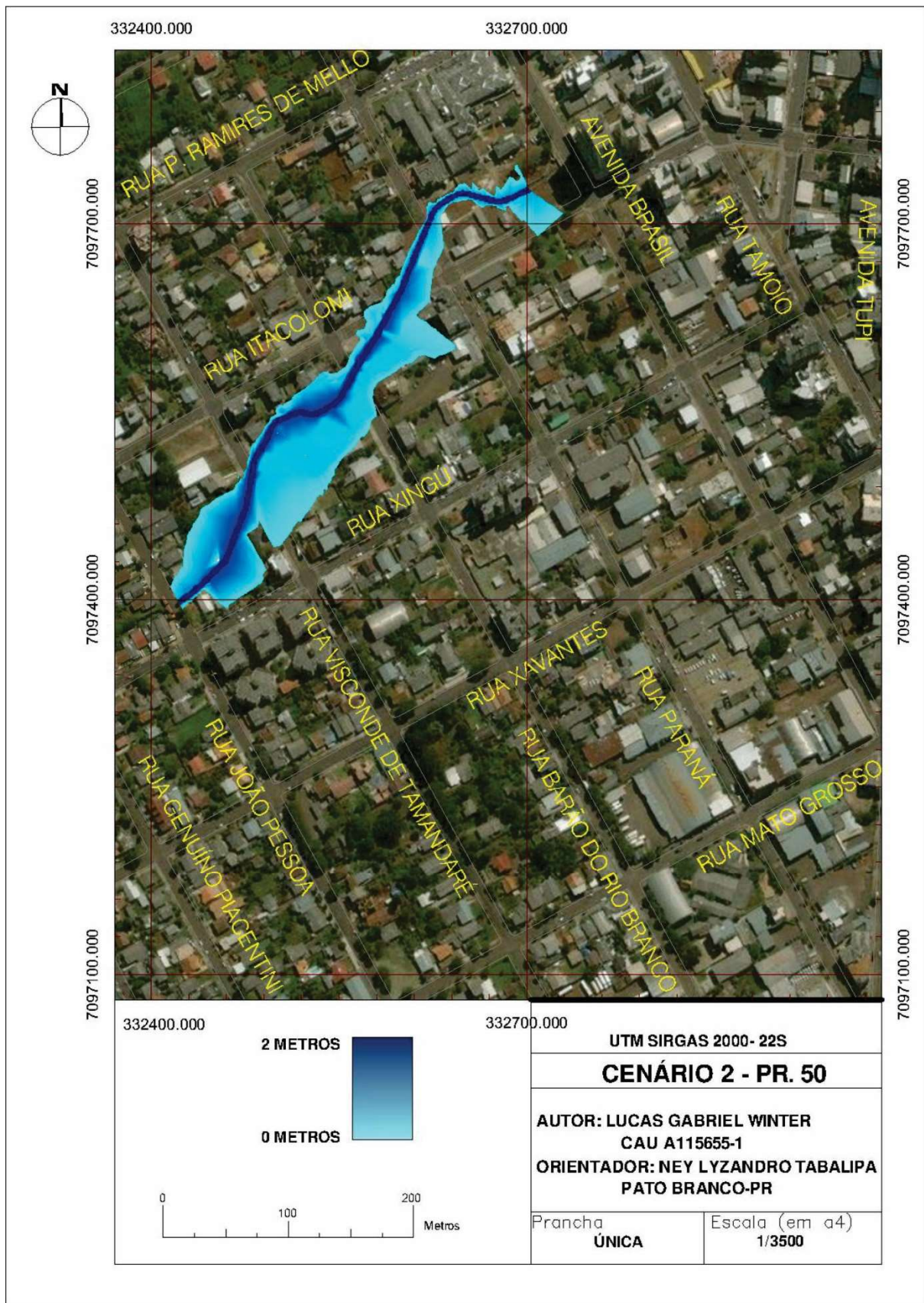


Figura 65 – Mancha de inundação no segundo cenário, para um período de retorno de 50 anos.

Fonte: O autor.

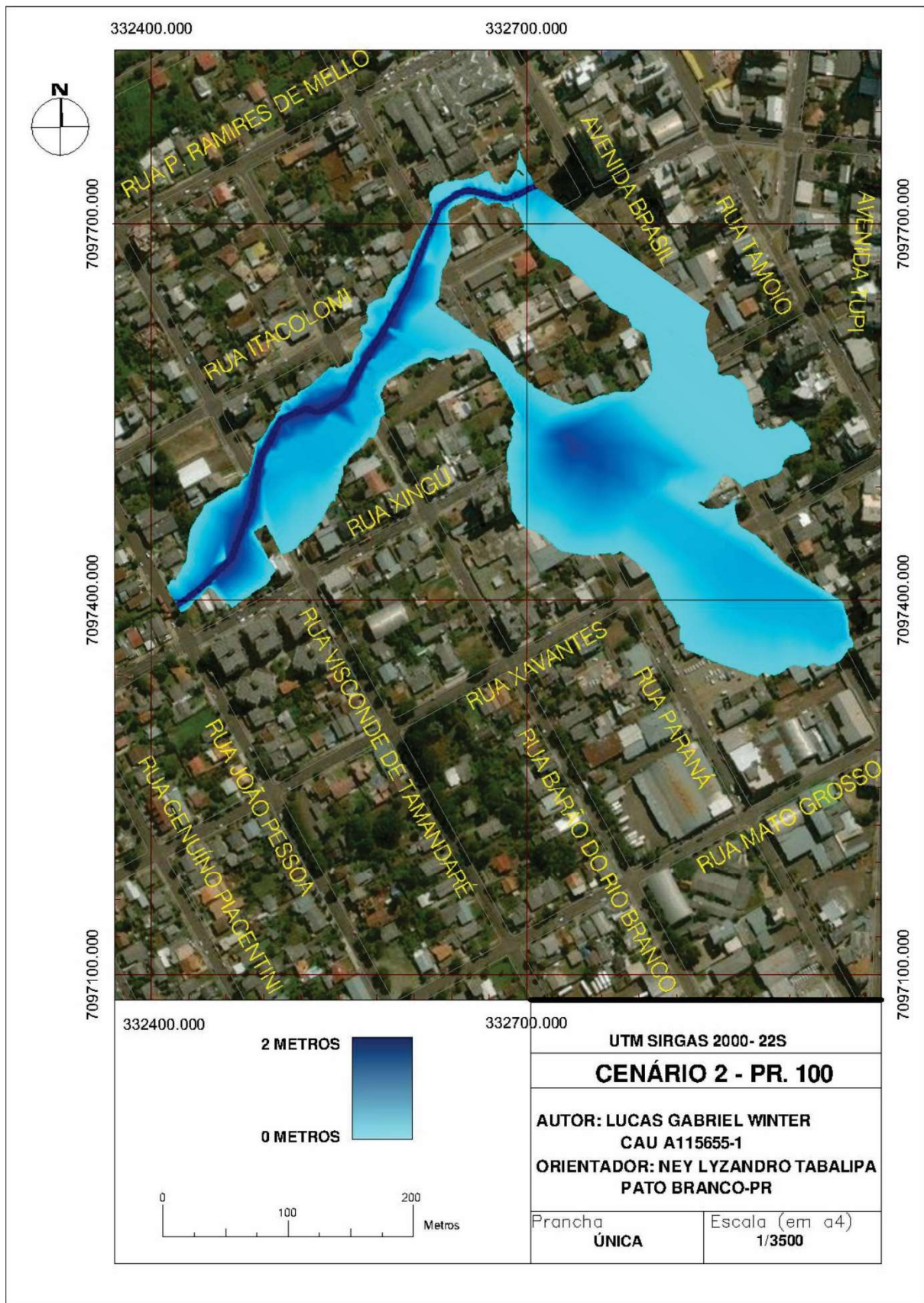


Figura 66 – Mancha de inundação no segundo cenário, para um período de retorno de 100 anos.

Fonte: O autor.

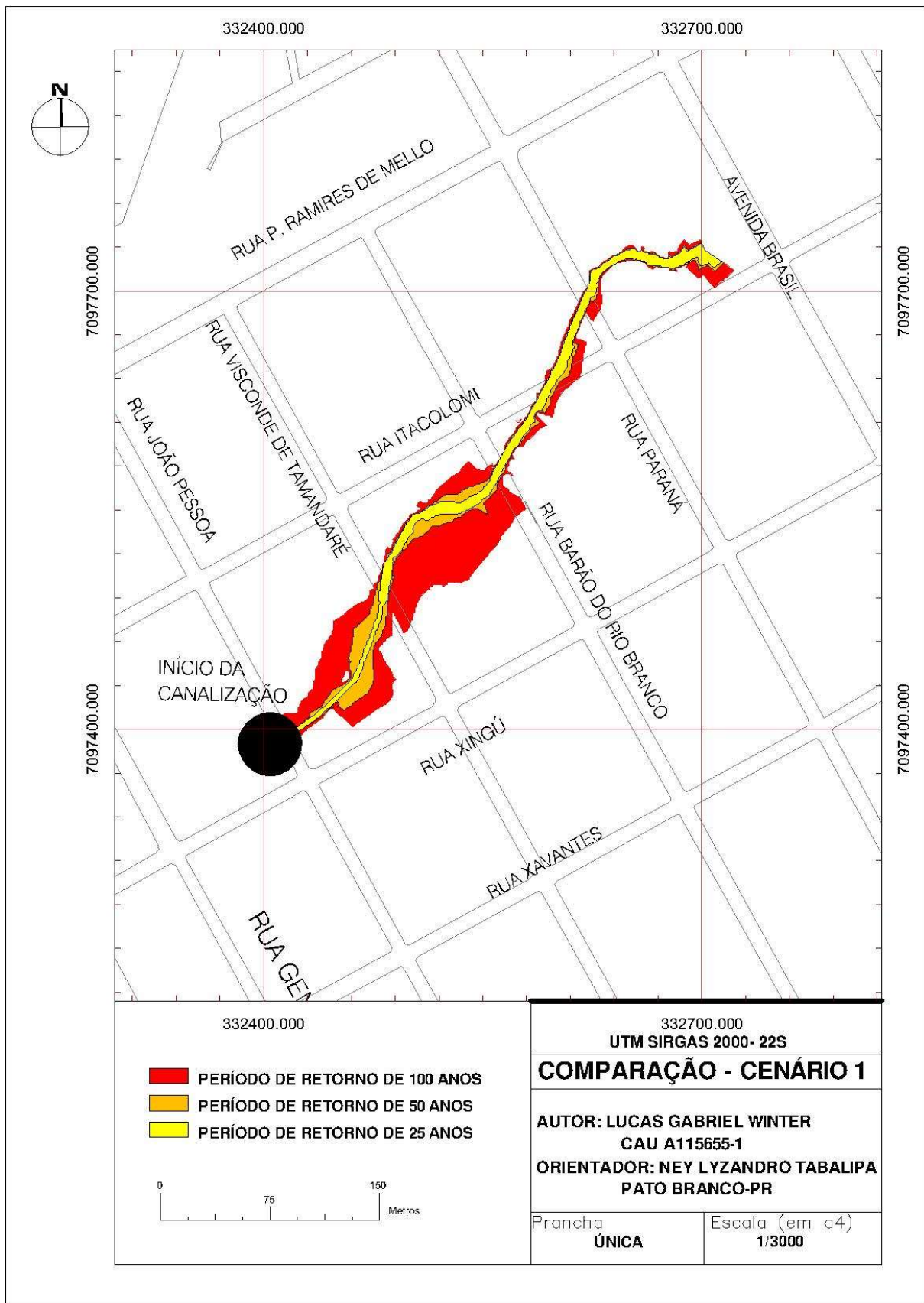


Figura 67 – Comparação das manchas de inundação no primeiro cenário.

Fonte: O autor.

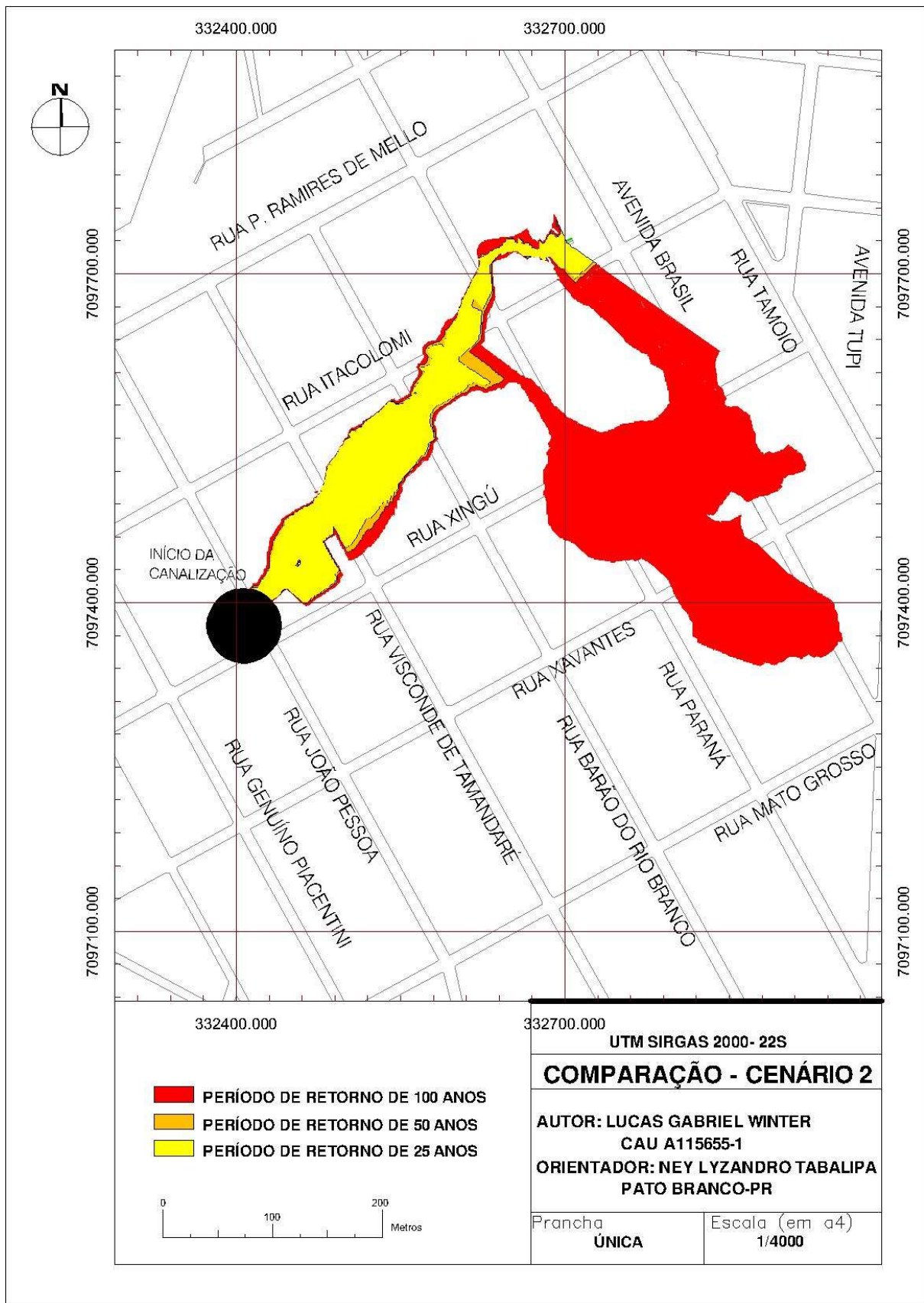


Figura 68 – Comparação das manchas de inundação no segundo cenário.

Fonte: O autor.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Este trabalho tem caráter essencialmente comparativo, foi apresentado a diferença de comportamento do Córrego Fundo em um cenário atual – elaborado a partir da imagem de satélite de 2015 – e um cenário futuro, que parte da hipótese de que, todas as áreas com potencial de urbanização, então de fato urbanizadas.

Foram verificadas diferenças consideráveis nas vazões de pico e nas manchas de inundação para ambos os cenários, podendo assim contribuir com o planejamento urbano do município de Pato Branco.

Verificou-se no desenvolver do trabalho, o interesse e a preocupação dos moradores nas proximidades do Córrego Fundo em coibir inundações. Conforme o Estatuto das Cidades (BRASIL, 2001) é de objetivo da política urbana o planejamento do desenvolvimento das cidades, a distribuição espacial coerente da população e do território sob sua área de influência, de modo a evitar e corrigir as distorções do crescimento urbano e seus efeitos negativos sobre o meio ambiente.

Dentre as dificuldades para realizar este trabalho destacam-se: calibrar e validar o modelo hidrológico uma vez que não existem estações em Pato Branco que medem a vazão ou altura da lamina d'água de forma automatizada; obter dados referentes à topografia do município pois boa parte está desatualizada; obter dados precisos quanto à resolução espacial e temporal de precipitação devido à escassez de pluviômetros ou pluviógrafos. O pluviômetro e a régua artesanal utilizados podem levar a erros de medição devido à limitada precisão, a calibração e validação do modelo hidrológico foram realizadas em apenas um local – exutório.

Recomenda-se por parte dos órgãos competentes a instalação de medidores de vazão automatizados nos principais pontos de interesse: como o vertedor do lago e a foz do Córrego Fundo bem como no último ponto antes da canalização fechada do Rio Ligeiro, para que se possa acompanhar a variação do nível da água sem estar de fato no local. Acrescenta-se a instalação de pluviômetros com melhor resolução temporal dentro do perímetro urbano do município. Segure-se que sejam coletados mais dados de calibração e validação em trabalhos futuros.

O poder executivo de Pato Branco, recentemente propôs o projeto de lei complementar nº 4/2017 (PATO BRANCO, 2018), que altera o Perímetro Urbano e o

Zoneamento constantes na Lei Complementar nº 46, de 26 de maio de 2011, que regulamenta o Uso, Ocupação e Parcelamento do Solo no Município de Pato Branco.

O projeto que teria sua segunda votação no dia 30/10/2017 por parte do poder legislativo e foi retirado de pauta devido à recomendação administrativa nº 12/2017 do Ministério Público do Paraná, o qual alega (PATO BRANCO, 2018):

- O Plano Diretor e a sua revisão é resultado de um planejamento urbano adequado, com envolvimento da sociedade e que não há notícias de estudos detalhados e conclusivos norteados pelo interesse público para o projeto de lei complementar nº 4/2017.
- O Plano Diretor é fruto de estudos e discussões que visam ordenar e disciplinar o crescimento da cidade, através de instrumentos de regulação que definem a distribuição espacial das atividades, a densificação e a configuração da paisagem no que se refere à edificação e ao parcelamento e conservação do solo.
- O Plano Diretor de Pato Branco prevê a participação direta da população e associações representativas de vários segmentos da comunidade na formulação, execução e acompanhamento de planos, programas e projetos de desenvolvimento urbano sustentável, mediante debates, audiências públicas e consultas públicas.

Recomenda-se que estudos referentes a inundações sejam incorporados nas revisões de Plano Diretor. O projeto de Lei Complementar nº 04 de 2017 não possui justificativas detalhadas quanto à questão da drenagem urbana. O presente trabalho analisou a bacia do Córrego Fundo somente, recomenda-se que sejam realizados estudos semelhantes na bacia do Rio Ligeiro.

Os resultados deste trabalho forneceram os seguintes dados:

Em relação ao armazenamento de pico do Lago do Bairro Santa Terezinha: para um Período de Retorno - P.R. de 25 anos o volume subiu 96,82%, de 182.400 m³ para 359.000 m³ do primeiro para o segundo cenário. Para um P.R. de 50 anos o volume subiu 94,48%, de 213.900 m³ para 416.000 m³ do primeiro para o segundo cenário. Para um P.R. de 100 anos o volume subiu 86,33%, de 258.900 m³ para 482.400 m³ do primeiro para o segundo cenário.

Em relação à vazão de pico no trecho canalizado do Córrego Fundo: para um Período de Retorno - P.R. de 25 anos a vazão de pico subiu 44,75%, de 28,60 m³/s

para 41,4 m³/s do primeiro para o segundo cenário. Para um P.R. de 50 anos a vazão de pico subiu 40,61%, de 33 m³/s para 46,40 m³/s do primeiro para o segundo cenário. Para um P.R. de 100 anos a vazão de pico subiu 37,10%, de 38 m³/s para 52,10 m³/s do primeiro para o segundo cenário.

Em relação às áreas impermeáveis, comparando a urbanização do primeiro cenário com a urbanização do segundo cenário – prevista pelo Plano Diretor Municipal de Pato Branco: a sub-bacia 1 passou de 38,16% para 67,37%. A sub-bacia 2 passou de 10,45% para 59,95%. E a sub-bacia 3 passou de 29,97% para 65,93%.

Em relação às áreas inundadas próximas ao trecho canalizado do Córrego Fundo: para um Período de Retorno - P.R. de 25 anos a área total de inundação subiu 493,86%, de 2.817 m² para 16.729 m² do primeiro para o segundo cenário. Para um P.R. de 50 anos a área total de inundação subiu 305,01%, de 4.809 m² para 19.477 m² do primeiro para o segundo cenário. Para um P.R. de 100 anos a área total de inundação subiu 424,06%, de 12.786 m² para 67.006 m² do primeiro para o segundo cenário.

Medidas de controle podem ser previstas para coibir inundações. As medidas de controle são classificadas, de acordo com a sua natureza, em estruturais e não estruturais. As medidas estruturais correspondem às obras que podem ser implantadas visando à correção ou prevenção dos problemas decorrentes de alagamentos e inundações. As medidas não estruturais são aquelas em que se procura reduzir os danos ou as consequências das inundações, não por meio de obras, mas pela introdução de normas, regulamentos e programas que visem, por exemplo, o disciplinamento do uso e ocupação do solo, a implementação de sistemas de alerta e a conscientização da população para a manutenção dos dispositivos de drenagem (CANHOLI, 2014).

Como medidas estruturais recomenda-se a ampliação do Lago do Bairro Santa Terezinha que atualmente comporta 245.309,09 m³ até o seu coroamento, para uma capacidade acima dos 258.900 m³ simulados neste trabalho para um período de retorno de 100 anos no primeiro cenário. E para uma capacidade acima de 482.400 m³ simulados para um período de retorno de 100 anos para um cenário futuro.

Recomenda-se ainda a utilização de Sistemas de Drenagem Urbana Sustentável – SUDS para retardar o pico da cheia na sub-bacia 1, visto que essa não possui sua vazão amortecida pelo Lago do Bairro Santa Terezinha e foi principal contribuinte para os picos dos hidrogramas simulados. Dentre as várias técnicas

apresentadas pela literatura pode-se citar: trincheiras e valas de infiltração, uso de pavimentos permeáveis, telhados verdes, entre outros.

Como medida não estrutural recomenda-se a restrição de áreas impermeáveis nas sub-bacias 2 e 3, sobretudo na sub-bacia 2 pois essa apresentou somente 10,45% de área impermeável no primeiro cenário.

Recomenda-se que estudos de inundação sejam incluídos nas revisões do Plano Diretor Municipal de Pato Branco. Desta maneira, seria o início da transformação de remediação em prevenção no que tange essa problemática.

Cabe esclarecer que este trabalho tem cunho estritamente acadêmico, não gerando nenhuma responsabilidade técnica para este profissional que vos fala e não houve a emissão de nenhum Registro de Responsabilidade Técnica.

Nesses termos, este autor agradece a oportunidade e a todos que contribuíram para a realização do trabalho.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AHIABLAME, L.; SHAKYA, R. Modeling flood reduction effects of low impact development at a watershed scale. **Journal of Environmental Management**, v. 171, 81-91, 2016.

ALI, M.; KHAN, S. J; ASLAM, I.; KHAN, Z. Simulation of the impacts of land-use change on surface runoff of Lai Nullah Basin in Islamabad, Pakistan. **Landscaping and Urban Planning**, v. 102, p. 217-279, 2011.

AMIR, M. S. I. I.; KHAN, M. M. K.; RASUL, M. G.; SHARMA, R. H.; AKRAM, F. Hydrologic and hydrodynamic modelling of extreme flood events to assess the impact of climate change in a large basin with limited data. **Journal of Flood Risk Management**, v. 11, p. 147-157, 2015.

AUTODESK. **Manual do Civil 3D**. Acessado diretamente na tela do software, 2018.

AUTODESK. **Visão geral do Autocad Civil 3D**. Disponível em: <https://www.autodesk.com.br/products/autocad-civil-3d/overview>. Acesso em: 13 Mai. 2017.

AZEVEDO NETTO, J. M.; FERNANDEZ, M. F.; ARAUJO, R. de; ITO, A. E. **Manual de Hidráulica**. 8. ed. São Paulo: Ed. Edgard Blucher Ltda, 1998.

BALES, J. D.; WAGNER, C. R. Sources of uncertainty in flood inundation maps. **Journal of Flood Risk Management**, v. 2, p. 139-147, 2009.

BERTONI, J. C.; TUCCI, C. E. M. Precipitação. In: TUCCI, C.E.M. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. Porto Alegre: Editora da UFRGS, p. 177-241, 1993.

BRASIL. Ministério do Planejamento – PAC. **Drenagem urbana sustentável no Córrego Fundo, reservatório de amortecimento das cheias e canalização – Pato**

Branco – PR. Disponível em: <http://www.pac.gov.br/obra/25106>. Acesso em: 11 Jan. 2018.

BRASIL. Lei Federal 11.445, de 5 de janeiro de 2007. **Lei de Saneamento.** Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2007/lei/l11445.htm. Acesso em: 12 Mai. 2017.

BRASIL. Lei Federal 10.257, de 10 de julho de 2001. **Estatuto das cidades.** Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/LEIS_2001/L10257.htm. Acesso em: 12 Mai. 2017.

BORSATO, F. H.; MARTONI, A. M. Estudo da fisiografia das bacias hidrográficas urbanas no município de Maringá, estado do Paraná. **Revista Acta Scientiarum**, v. 26, n. 2, p. 273-285, 2004.

BUREAU OF RECLAMATION. **Design of small dams.** 3. ed. Washington: United States Department of the Interior, 1987.

CANHOLI, A. P. **Drenagem urbana e controle de enchentes.** 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2014.

CHEN, Y.; ZHOU, H.; ZHANG, H.; DU, G.; ZHOU, J. Urban flood risk warning under rapid urbanization. **Environmental Research**, v. 139, p. 3-10, 2015.

CHEN, S. Y.; XUE, Z. C.; LI, M.; ZHU, X. Variable sets method for urban flood vulnerability assessment. **Science China Technological Sciences**, v. 56, n. 12, p. 3129–3136, 2013.

CHOW, V. T.; MAIDMENT, D. R.; MAYS, L. W. **Applied hydrology.** 1. ed. New York: McGrawHill Book Company, 1988.

CLARK, C. O. Storage and the Unit Hydrograph. **ASCE Trans**, v. 110, p. 1919-1946, 1945.

CRED – Centre of Research on the Epidemiology of Disasters. **EM – DAT: The International Disaster Database**, 2017. Disponível em: http://emdat.be/emdat_db/. Acesso em: 14 Jul. 2017.

CUNGE, J. A. On the subject of a flood propagation computation method (Muskingum method). **Journal of Hydraulic Research**, v. 7, n. 2, p. 205-230, 1969.

CUNHA, L. K.; KRAJEWSKI, W. F.; MANTILLA, R. A framework for flood risk assessment under nonstationary conditions or in the absence of historical data. **Journal of Flood Risk Management**, v. 4, p. 3–22, 2011.

DAL BOSCO, V. F. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=RzbdA2v7S0g>. Acesso em: 16 Dez. 2017.

EAGLESON, P. S. **Dynamic hydrology**. 1. ed. New York: McGraw-Hill Book Company, 1970.

EATON, T. T. Approach and case-study of green infrastructure screening analysis for urban stormwater control. **Journal of Environmental Management**, v. 209, p. 495-504, 2018.

ELLIOTT, A.; TROWSDALE, S. A review of models for low impact urban stormwater drainage. **Environmental Model and Software**, v. 22, n. 3, p. 394-405, 2007.

EZZ, H. Integrating GIS and HEC-RAS to model Assiut plateau runoff. **The Egyptian journal of remote sensing and space sciences**, 2017.

FERNANDEZ, D. S.; LUTZ, M. A. Urban flood hazard zoning in Tucuman Province, Argentina, using GIS and multi criteria decision analysis. **Engineering Geology**, v. 111, p. 90-98, 2010.

GAIN, A .K.; HOQUE, M. M. Flood risk assessment and its application in the eastern part of Dhaka City, Bangladesh. **Journal of Flood Risk Management**, v. 6, n. 3, p. 219–228, 2013.

GLASER, R.; RIEMANN, D.; SCHÖNBEIN, J.; BARRIENDOS, M.; BRÁZDIL, R.; BERTOLIN, C.; CAMUFFO, D.; DEUTSCH, M.; DOBROVOLNÝ, P.; ENGELEN, A. van; ENZI, S.; HALÍČKOVÁ, M.; KOENIG, S. J.; KOTYZA, O.; LIMANÓWKA, D.; MACKOVÁ, J.; SGHEDONI, M.; MARTIN, B.; HIMMELSBACH, I. The variability of European floods since AD 1500. **Climate Change**, v. 101, p. 235–256, 2010.

GRANDO, D. L.; LAND, V.; RHODEN, A.C. Levantamentos Topográficos – Estação Total X Gps Rtk. **Anais: 1º Simpósio De Agronomia E Tecnologia Em Alimentos**. Itapiranga, 2014.

HAWKINS, R. H. Asymptotic determination of runoff Curve Numbers from data. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, v. 119, n. 2, p. 334-345, 1993.

HEIMHUBER, V.; HANNEMANN, J. C.; RIEGER, W. Flood risk management in remote and impoverished areas — a case study of Onaville, Haiti. **Water**, v. 7, n. 7, p. 3832-3860, 2015.

HOUAISS. **Dicionário da língua portuguesa**. Rio de Janeiro: Editora Objetiva, 2009.

HOUSTON, D.; WERRITTY, A.; BASSETT, D.; GEDDES, A.; HOOLACHAN, A.; MCMILLAN, M. **Pluvial (rain-related) flooding in urban areas: the invisible hazard**. York: Cambridge Publishing Management Limited, 2011.

HUNTINGTON, T. G. Evidence for intensification of the global water cycle: review and synthesis. **Journal of Hydrology**, v. 319, p. 83-95, 2006.

HUFF, F. A. Time distribution of rainfall in heavy storms. **Water Resources Research**, v. 3, n. 4, p. 1007-1019, 1967.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Censo Demográfico**, 2010.

IPPUPB – Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Pato Branco. Disponível em: <http://www.patobranco.pr.gov.br/ippupb/>. Acesso em: 20 Mai. 2017.

JABUR, A. S. **Alterações hidrológicas decorrentes de mudança do uso e ocupação do solo na bacia hidrográfica do alto Rio Ligeiro, Pato Branco – PR.** 2010. 178 f. Tese (Doutorado em Engenharia Florestal) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2010.

JABUR, A. S.; GRANENMAN, D. C.; GASPARINI, R. R. Classificação De Áreas De Riscos Sujeitas Às Inundações Na Bacia Hidrográfica Córrego Fundo - Pato Branco – Pr. **Anais: 3ª Semana de Agrimensura.** Pato Branco, 2013.

JCTM. **Molinete fluviométrico de eixo horizontal completo.** Disponível em: <http://www.jctm-hidromet.com.br/fluxo/fluxo-mln7-c/>. Acesso em: 12 Jan. 2018.

JHA, A. K.; BLOCH, R.; LEMOND, J. **Cities and Flooding:** a Guide to Integrated Urban Flood Risk Management for the 21st Century. Washington: The World Bank, 2011.

KEIFER, C. J., and CHU, H. H. Synthetic storm pattern for drainage design. **Journal of the Hydraulics Division**, v. 83, n. 4, p. 1-25, 1957.

KUCHMENT, L. S.; GELFAN, A. N. Assessment of extreme flood characteristics based on a dynamic-stochastic model of runoff generation and the probable maximum discharge. **Journal of Flood Risk Management**, v. 4, n. 2, p. 115–127, 2011.

LARSON, T. A.; HOFFMANN, S.; LUTHI, C.; TRUFFER, B.; MAURER, M. Emerging solutions to the water challenges of an urbanizing world. **Science**, v. 352, n. 6288, p. 928-933, 2016.

LOGAH, F. Y.; AMISIGO, A. B.; OBUOBIE, E.; KANKAM-YEBOAH, K. Floodplain hydrodynamic modelling of the Lower Volta River in Ghana. **Journal of Hydrology: Regional Studies**, v. 14, p. 1-9, 2017.

LUMBROSO, D.; RAMSBOTTOM, D.; SPALIVEIRO, M. Sustainable flood risk management strategies to reduce rural communities' vulnerability to flooding in Mozambique. **Journal of Flood Risk Management**, v. 1, p. 34–42, 2008.

MC CUEN, R. H., WONG, S. L., RAWLS, W. J. Estimating urban time of concentration. **Journal of Hydraulic Engineering**, v 110, n. 7, p. 887-904, 1984.

MENDOZA-TINOCO, D.; GUAN, D.; ZENG, Z.; XIA Y.; SERRANO A. Flood footprint of the 2007 floods in the UK: The case of the Yorkshire and The Humber region. **Journal of Cleaner Production**, v. 168, p. 655-667, 2017.

MIGUEZ, M. G.; VERÓL, A. P.; REZENDE, O. M. **Drenagem Urbana: Do Projeto Tradicional À Sustentabilidade**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2016.

MOHAVE COUNTY. **Drainage design manual for Mohave County**. 1. ed. Kingman: Mohave County Flood Control District, 2009.

NASH, J. E.; SUTCLIFFE, J. V. River flow forecasting through conceptual models, part I: a discussion of principles. **Journal of Hydrology**, v. 10, n. 3, p. 282–290, 1970.

NANDALAL, K. D. W. Use of a hydrodynamic model to forecast floods of Kalu River in Sri Lanka. **Journal of flood risk management**, v. 2, n. 3, p. 151-158, 2011.

PATO BRANCO. Lei complementar nº 46, de 26 de maio de 2011. **Lei de uso, ocupação e parcelamento do solo no município de Pato Branco**. Disponível em: <https://leismunicipais.com.br/a/pr/p/pato-branco/lei-complementar/2011/5/46/lei-complementar-n-46-2011-regulamenta-o-uso-ocupacao-e-parcelamento-do-solo-no-municipio-de-pato-branco-em-adequacao-a-lei-complementar-n-28-de-27-de-junho-de-2008>. Acesso em: 20 Jun. 2017.

PATO BRANCO. Câmara Municipal de Vereadores. **Projeto de Lei Complementar nº 04**, de 2017. Disponível em: https://sapl.patobranco.pr.leg.br/media/sapl/public/materialegislativa/2017/15/projeto-de-lei-complementar-n-4-2017-devolvido_Z0ls6Js.pdf. Acesso em: 20 Jan. 2018.

PONCE, V. M.; YEVJEVICH, V. Muskingum-Cunge method with variable parameters. Journal of the Hydraulics Division. **ASCE**, v. 104, n.12, p. 1663-1667, 1978.

PORTO, R. L. L.; ZAHED FILHO, K.; MARCELLINI, S. S. **Escoamento superficial**. São Paulo: 1999. Disponível em: www.pha.poli.usp.br/LeArq.aspx?id_arq=7813. Acesso em: 20 Jan. 2018.

PORTO, R. L. L. Escoamento superficial direto. In: TUCCI, C. E. M. (Org.). **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: ABRH, p.107-162, 1995.

PORTO, R. M. **Hidráulica Básica**. 4. ed. São Carlos: EESC-USP, Projeto REENGE, 2006.

QUIROGA, V. M.; KURE, S.; UDO, K.; MANO, A. Application of 2D numerical simulation for the analysis of the February 2014 Bolivian Amazonia flood: Application of the new HEC-RAS version 5. **Revista Iberoamericana del Agua**, v. 3, p. 25-33, 2016.

REIS, D. L. dos. **Avaliação do desempenho de equações IDF a partir de dados de precipitação de sensoriamento remoto (TMPA-V7)**. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2017.

RIBEIRO, G. Acerca do cálculo da vazão de obras d'arte: tempo de concentração. **Revista do Clube de Engenharia**, v. 291, p. 16-19, 1961.

RIGUETTO, A. M. **Hidrologia e Recursos Hídricos**. São Carlos: EESC-USP, Projeto REENGE, 819 p., 1998.

ROMANESCU, G.; HAPCIUC, O. E.; MINEA, I.; IOSUB, M. Flood vulnerability assessment in the mountain–plateau transition zone: a case study of Marginea village (Romania). **Journal of Flood Risk Management**, v. 11, p. 502-513, 2016.

SANTOS, I. dos; FILL, H. D.; SUGAI, M. R. von B.; BUBA, R.; KISHI, R. T.; MARONE, E.; LAUTERT, L. F. de C. **Hidrometria Aplicada**. Curitiba: Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento, 2001.

SARHADI, A.; SOLTANI, S.; REZA, M. Probabilistic flood inundation mapping of ungauged rivers: Linking GIS techniques and frequency analysis. **Journal of Hydrology**, v. 458, p. 68-86, 2012.

SCHUELLER, T. **Controlling Urban Runoff**: a Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs. Washington: Metropolitan Washington Council of Governments, 1987.

SHARIF, H. O.; AL-JUAIDI, F. H.; AL-OTHMAN, A.; AL-DOUSARY, I.; FADDA, E.; JAMAL-UDDEEN, S.; ELHASSAN, A. Flood hazards in an urbanizing watershed in Riyadh, Saudi Arabia. **Geomatics Nat. Hazards Risk**, v. 7, p. 702-720, 2016.

SHERMAN, L. K. Streamflow from rainfall by the Unit Hydrograph Method. **Engineering News Record**, v. 102, p. 501-505, 1932.

SHRESTHA, S.; LOHPAISANKRIT, W. Flood hazard assessment under climate change scenarios in the Yang River Basin, Thailand. **International Journal of Sustainable Built Environment**, 2017.

SIDDIQUE-E-AKBOR, A. H. M.; HOSSAIN, F.; LEE, H.; SHUM, C. K. Inter comparison study of water level estimates derived from hydrodynamic–hydrologic model and satellite altimetry for a complex deltaic environment. **Remote Sensing of Environment**, v. 115, p. 1522-1531, 2011.

SILVEIRA, A. L. L. Desempenho de Fórmulas de Tempo de Concentração em Bacias Urbanas e Rurais. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 10, n. 1, p. 5-23, 2005.

SILVEIRA, A. L. L. Ciclo Hidrológico e a bacia hidrográfica. In: TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 1993.

SINGH, V. P. **Computer Models of Watershed Hydrology**. Highlands Ranch: Water Resources Publications, 1995.

SURIYA, S.; MUDGAL, B. V. Impact of urbanization on flooding: The Thirusoolam sub watershed – A case study. **Journal of hydrology**, v. 412-423, p. 210-219, 2012.

TABALIPA, N. L. **Proposta para desenvolvimento urbano do município de Pato Branco, Paraná, baseada em critérios geológicos e geomorfológicos**. Dissertação (Mestrado em Geologia) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2002.

TUCCI, C. E. M. **Programa de Drenagem Sustentável**: apoio ao desenvolvimento do manejo das águas pluviais urbanas – Versão 2.0. Brasília: Ministério das Cidades, 2005a.

TUCCI, C. E. M. **Modelos hidrológicos**. 2. ed. Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 2005b.

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 1993.

USACE – US Army Corps of Engineers. **HEC – HMS - Hydrologic Modeling System**: User's Manual. Davis: Hydrologic Engineering Center, 2016a.

USACE – US Army Corps of Engineers. **HEC – RAS – River Analysis System**. Hydraulic Reference Manual. Davis: Hydrologic Engineering Center, 2016b.

USACE – US Army Corps of Engineers. **HEC – HMS - Hydrologic Modeling System**: Applications guide. Davis: Hydrologic Engineering Center, 2015.

USACE – US Army Corps of Engineers. **HEC – HMS - Hydrologic Modeling System:** Technical Reference Manual. Davis: Hydrologic Engineering Center, 2000.

USACE – US Army Corps of Engineers. **Flood-runoff analysis.** EM 1110-4-1417. Washington: Office of chief of engineers, 2004.

USDA - U.S. Department of Agriculture. **National Engineering Handbook:** Hydrographs, chapter 16, part 630. Washington: National Engineering Handbook, 2007.

USDA - U.S. Department of Agriculture. **National Engineering Handbook:** Estimation of direct runoff from storm rainfall, chapter 10, part 630. Washington: National Resources Conservation Service, 2004.

VENKATESH, B.; LAKSMAN, N.; PURANDARA, B.K.; REDDY, V.B. Analysis of observed soil moisture patterns under different land covers in Western Ghats, India. **Journal of Hydrology**, v. 397, p. 281-294, 2011.

WANG, J.; ZHANG, Z.; GREIMANN, B.; HUANG, V. Application and evaluation of the HEC-RAS – riparian vegetation simulation module to the Sacramento River. **Ecological Modelling**, v. 368, p. 158-168, 2018.

XIE, J.; CHEN, H.; LIAO, Z.; GU, X.; ZHU, D.; ZHANG, J. An integrated assessment of urban flooding mitigation strategies for robust decision making. **Environmental Modeling and Software**, v. 95, p. 143-155, 2017.

ZHU, Z.; CHEN, X.; HE, P. Approach for evaluating inundation risks in urban drainage systems. **Science of the total Environment**, v. 553, p. 1-12, 2016.