



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAPÁ
PRÓ-REITORIA DE ENSINO DE GRADUAÇÃO
DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

JÚLIO CÉSAR SANTOS AMARAL

**USO DE TÉCNICAS DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL EM ZONA URBANA DE
MACAPÁ: ESTUDO DE CASO DO CAMPUS MARCO ZERO DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO AMAPÁ**

MACAPÁ-AP

2022

JÚLIO CÉSAR SANTOS AMARAL

**USO DE TÉCNICAS DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL EM ZONA URBANA DE
MACAPÁ: ESTUDO DE CASO DO CAMPUS MARCO ZERO DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO AMAPÁ**

Trabalho de Conclusão de Curso, apresentado como
requisito para obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil, pela Universidade Federal do Amapá.

Orientador: Prof. Me. Adenilson Costa de Oliveira
Coorientador: Prof. Me. Luís Henrique Rambo

MACAPÁ-AP

2022

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Biblioteca Central da Universidade Federal do Amapá
Jamile da Conceição da Silva – CRB-2/1010

Amaral, Júlio César Santos.

A485u Uso de técnicas de drenagem sustentável em zona urbana de Macapá: estudo de caso do campus Marco Zero da Universidade Federal do Amapá / Júlio César Santos Amaral - 2022.

1 recurso eletrônico. 117 folhas.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Campus Marco Zero, Universidade Federal do Amapá, Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil, Macapá, 2022.

Orientador: Professor Adenilson Costa de Oliveira

Coorientador: Professor Mestre Luís Henrique Rambo

Modo de acesso: World Wide Web.

Formato de arquivo: Portable Document Format (PDF).

Inclui referências e anexo.

1. Drenagem urbana. 2. Drenagem sustentável. 3. SWMM . I. Oliveira, Adenilson Costa de, orientador. II. Rambo, Luís Henrique, coorientador. III. Título.

Classificação Decimal de Dewey, 22 edição 628

AMARAL, Júlio César Santos. **Uso de técnicas de drenagem sustentável em zona urbana de Macapá**: estudo de caso do campus Marco Zero da Universidade Federal do Amapá. Orientador: Adenilson Costa de Oliveira. Coorientador: Luís Henrique Rambo. 2022. 117 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Campus Marco Zero, Universidade Federal do Amapá, Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil, Macapá, 2022.

JÚLIO CÉSAR SANTOS AMARAL

**USO DE TÉCNICAS DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL EM ZONA URBANA DE
MACAPÁ: ESTUDO DE CASO DO CAMPUS MARCO ZERO DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO AMAPÁ**

Trabalho de Conclusão de Curso, apresentado como
requisito para obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil, pela Universidade Federal do Amapá.

Data da aprovação: 07 de julho de 2022.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Me. Adenilson Costa de Oliveira – Orientador
Universidade Federal do Amapá – UNIFAP

Prof. Dr. Alan Cavalcanti da Cunha – Examinador interno
Universidade Federal do Amapá – UNIFAP

Prof^a. Me. Cristina maria Baddini Lucas – Examinador interno
Universidade Federal do Amapá - UNIFAP

Prof. Me. Luís Henrique Rambo – Coorientador
Universidade Federal do Amapá - UNIFAP

Aos meus pais, Dona Tatiana e o Sr. Paulo, por não medirem esforços em proporcionar para mim e meus irmãos a riqueza da educação.

AGRADECIMENTOS

Acima de tudo a Ele, por ter permitido que tudo fosse feito com pessoas maravilhosas e no seu devido tempo.

À minha amada avó **Maria Pereira**, por ter sido exemplo de avó, mãe e pai durante todo o período de minha infância. Por ter demonstrado que o amor pela família supera qualquer dificuldade e dá sentido à vida.

Ao meu irmão **João Paulo**, por ter sido um irmão mais velho exemplar para o meu amadurecimento pessoal.

Ao meu primo **Rafael**, por ser um exemplo excepcional de perseverança pessoal e profissional.

Aos meus tios **Assis** e **Edivaldo**, por terem sido exemplos para mim do que é ser um bom filho, sobrinho e amigo.

À minha companheira e amiga **Tainar**, por ter sido um dos grandes pilares dessa caminhada ao decorrer desses anos em cada semestre, além de ter sido um exemplo bem próximo de fortaleza e perseverança diante de todas as dificuldades propostas pela vida e a engenharia.

Aos **professores** do meu maternal, fundamental I e II e ensino médio, pela educação transformadora como cidadão.

Aos **professores** que fizeram parte da minha graduação em Engenharia Civil, por terem me ensinado a responsabilidade de ser um bom profissional, em especial ao meu orientador **Adenilson** e coorientador **Rambo**, por terem topado e engrandecido todas as ideias que foram surgindo ao longo do percurso.

Aos meus **amigos** e **amigas da graduação**, por terem sido de grande suporte para a conquista de cada semestre com o máximo de aprendizado, os quais levarei para a vida pessoal e profissional.

Enfim, a todos os meus **familiares**, **amigos** e **colegas de trabalho** que no decorrer do tempo foram me transformando. Sou muito contente, pois tenho a consciência de ser grato a todos e carregar um pouquinho de cada um com o meu jeito de ser.

RESUMO

O desenvolvimento urbano do campus Marco Zero da Universidade Federal do Amapá já vem apresentando problemas com a drenagem das águas pluviais, devido à impermeabilização solo, o que contribui para o aumento do volume escoado. O projeto de extensão Plano Diretor Participativo do Campus Marco Zero (PDPCMZ) evidenciou que o campus presencia problemas relacionados à falta de infraestrutura de drenagem das águas pluviais tanto dentro do campus e como no entorno dele. Atualmente, essa situação contribui para a ocorrência de pontos de alagamento e impede o crescimento ordenado do campus, podendo futuramente acarretar maiores alagamentos e mal uso e ocupação do solo. Diante da necessidade de idealizar uma proposta de solução sustentável para o campus, o presente trabalho propôs-se a estudar a viabilidade técnica e ambiental da implantação de bacias de detenções dentro do campus. Sendo necessário para isso, utilizar ferramentas de geoprocessamento e de modelagem hidráulica-hidrológica para simular diferentes cenários de uso e ocupação do solo com diferentes precipitações. Com esse propósito, foram utilizados principalmente os softwares SWMM (Storm Water Management Model) para a modelagem hidráulica-hidrológica e o QGIS para a obtenção de dados relativos ao uso e ocupação do solo, ferramenta base para o sucesso na simulação do modelo computacional. Aproveitou-se também para comparar o modelo computacional com alguns modelos teóricos: Método Racional para estimativa da vazão de pico da bacia, bem como o método do hidrograma racional e método das simplificações de Urbanas e Glidden para a estimativa do volume das bacias de detenção propostas. A partir dos resultados, foi possível analisar o cenário em que as detenções propostas apresentaram condições favoráveis para implementação; cenário em que tanto as detenções quanto os condutos alagam; e analisar o cenário em quem somente os condutos alagam. A comparação do modelo computacional com os métodos teóricos apresentou semelhanças nas vazões de pico e discrepâncias no volume de armazenamento, especialmente quanto ao método do hidrograma racional. Foi possível analisar, através das simulações, que a implantação da bacia de detenção chega a promover eficiências na ordem de 98,5% na redução das vazões de entrada, portanto, a concepção das bacias de detenção assim como o a perpetuidade de outras medidas sustentáveis tornam-se soluções adequadas para acompanhar o crescimento do campus sem comprometer as funções do campus e do entorno.

Palavras-Chave: Drenagem urbana, bacia de detenção, SWMM, solução sustentável

ABSTRACT

The urban development of the Marco Zero campus of the Federal University of Amapá has already been presenting problems with the drainage of rainwater, due to soil waterproofing, which contributes to the increase in the volume drained. The Marco Zero Campus Participatory Master Plan (PDPCMZ) extension project showed that the campus is experiencing problems related to the lack of rainwater drainage infrastructure both within the campus and in the surroundings. Currently, this situation contributes to the occurrence of growth points and prevents the growth of the campus, which may in the future increase and increase the delay in land use and occupation. Faced with the need to devise a proposal for a sustainable solution for the campus, the present work proposed to study the technical and environmental feasibility of implementing detention basins within the campus. Being necessary, geoprocessing and hydrological modeling tools to simulate different scenarios of land use and occupation with different rainfall. For this purpose, SWMM (Storm Water Management Model) software was used for hydraulic-hydrological modeling and QGIS software to obtain data related to land use and occupation, a basic tool for successful simulation of the computational model. It was also used to compare the computational model with some theoretical models: Rational Method for estimating the peak flow of the basin, as well as the rational hydrograph method and the Urbonas and Glidden simplifications method for estimating the volume of the proposed detention basins. From the results, it was possible to analyze the scenario in which the proposed arrests worked perfectly; scenario in which both detentions and conduits flood; and analyze the scenario in which only the conduits flood. The comparison of the computational model with the theoretical methods showed similarities in peak flows and discrepancies in storage volume, especially regarding the rational hydrograph method. It was possible to analyze, through the simulations, that the implementation of the detention basin promotes efficiencies in the order of 98,5% in the reduction of inflows, therefore, the conception of the detention basins as well as the perpetuity of other sustainable measures make appropriate solutions to accompany the growth of the campus without compromising the functions of the campus and the surroundings. Keywords: Urban drainage, detention basin, SWMM, sustainable solution

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Hidrogramas típicos de bacias de detenção.....	29
Gráfico 2: Hidrograma da Fórmula Racional.....	32
Gráfico 3: Guia para grupamento de classes de textura.....	56
Gráfico 4: Curva de infiltração para o ponto do ensaio 1.....	59
Gráfico 5: Curva de infiltração para o ponto do ensaio 2.....	59
Gráfico 6: Precipitação acumulada por trimestre.....	62
Gráfico 7: Mapas climatológicos de precipitação anual, em mm, com base na média de 30 anos (1978-2007).....	64
Gráfico 8: Mapas climatológicos (30 anos:1978-2007) da precipitação sazonal, em mm, para as estações de primavera (SON) com os dados do (a) GPCP e (e) CPC, estação do verão (DJF) com o (b) GPCP e (F) CPC, estação do outono (MAM) com o (C) GPCP e (g), e estação de inverno (JJA) com o (d) GPCP e (h) CPC.....	64
Gráfico 9: Precipitação estação A429 em 2019.....	67
Gráfico 10: Precipitação estação A429 em 2020.....	67
Gráfico 11: Curva intensidade-duração-frequência (IDF) de Macapá.....	68
Gráfico 12: Perfil de elevação da água: talvegue bacia de Detenção 1.....	85
Gráfico 13: Perfil de elevação da água: talvegue bacia de Detenção 2.....	85
Gráfico 14: Hietograma e intensidade de infiltração da simulação contínua estação A249. ...	86
Gráfico 15: Evaporação da simulação contínua estação A249.....	87
Gráfico 16: Volume utilizado x Tempo de simulação - Bacia de detenção 1 simulação A249.	88
Gráfico 17: Volume utilizado x Tempo de simulação - Bacia de Detenção 2 simulação A249.	89
Gráfico 18: Vazão de entrada x Máxima vazão de saída - Bacia de detenção 1 simulação A249.	90
Gráfico 19: Vazão de entrada x Máxima vazão de saída - Bacia de detenção 2 simulação A249.	90
Gráfico 20: Hietograma simulação EHU.....	91
Gráfico 21: Volume utilizado x Tempo de simulação - Bacia de Detenção 1 simulação EHU.	93
Gráfico 22: Volume utilizado x Tempo de simulação - Bacia de detenção 2 simulação EHU.	93

Gráfico 23: Vazão de entrada x Máxima vazão de saída - Bacia de detenção 1 simulação EHU.	94
Gráfico 24: Vazão de entrada x Máxima vazão de saída - Bacia de detenção 2 simulação EHU.	95
Gráfico 25: Hietograma e intensidade de infiltração simulação curva IDF.	97
Gráfico 26: Volume utilizado x Tempo de simulação (Bacia de Detenção 1) simulação curva IDF.....	98
Gráfico 27: Volume utilizado x Tempo de simulação (Bacia de Detenção 2) simulação curva IDF.....	98
Gráfico 28: Máxima vazão de entrada na bacia de Detenção 1 x Vazão de saída simulação curva IDF.....	99
Gráfico 29: Máxima vazão de entrada na bacia de Detenção 2 x Vazão de saída simulação curva IDF.....	100

LISTA DE IMAGENS

Imagem 1: Universidade Federal do Amapá Campus Marco Zero.	15
Imagem 2: Comparativo entre os anos de 2003 e 2021 do campus Marco Zero.	16
Imagem 3: Limites territoriais Universidade Federal do Pará (UFPA).	17
Imagem 4 - Questionário elaborado para a comunidade acadêmica.	20
Imagem 5 - Questionário elaborado para a comunidade acadêmica.	20
Imagem 6 - Acesso à nova biblioteca central em pavimento intertravado.	22
Imagem 7: Infiltração em áreas verdes (esquerda) e trincheiras de infiltração típicas nos blocos do campus (direita).	22
Imagem 8: Entrada (esquerda) e saída (direita) campus Marco Zero Rod. Josmar com solução em sumidouros e vala de infiltração.	23
Imagem 9: Pontos de alagamento identificados in loco.	23
Imagem 10: Localização e acesso casa do estudante ao centro da Universidade.	24
Imagem 11: Trilha de acesso à casa do estudante.	24
Imagem 12: Representação simplificada do ciclo hidrológico.	28
Imagem 13: Efeito de amortecimento dos reservatórios in-line (a) e off-line (b).	30
Imagem 14: Exemplo de objetos empregados no modelo de um sistema de drenagem.	35
Imagem 15: Simplificação da sub-bacia adotada pelo SWMM.	37
Imagem 16: Fluxograma de geoprocessamento das imagens.	47
Imagem 17: Comparação entre modelos 3D's gerados a partir de nuvem de pontos densa de alta e baixa qualidade.	48
Imagem 18: Exemplificação da interpolação adotada para a geração dos MDT's.	49
Imagem 19: Interferência de pontos na interface das uniões das regiões.	49
Imagem 20: Intervenção Proposta para uso e ocupação do solo campus Marco Zero.	52
Imagem 21: Curvas de nível do campus Marco Zero.	53
Imagem 22: Curvas de nível do campus Marco Zero base de dados Embrapa.	54
Imagem 23: Localização dos pontos de ensaio de infiltração com anéis concêntricos duplos.	58
Imagem 24: Instalação e conserto estação automática A249.	66
Imagem 25: Localização estação automática A249.	66
Imagem 26: Localização do município de Macapá e da estação hidrometeorológica de São Francisco.	68
Imagem 27: Traçado da microdrenagem proposta.	72
Imagem 28: Localização das bacias de retenção propostas.	73
Imagem 29: Dimensões da bacia de retenção 1.	74

Imagem 30: Dimensões da bacia de detenção 1.....	75
Imagem 31: Amortecimento da Bacia de Detenção 1.....	76
Imagem 32: Amortecimento da Bacia de Detenção 2.....	76
Imagem 33: Fluxograma simulações precipitações.....	77
Imagem 34: Imagem de fundo para sub bacias, condutos e nós criada no software QGIS.....	81
Imagem 35: Modelagem da bacia do campus Marco Zero no SWMM.....	83
Imagem 36: Detalhe na ligação dos trechos do traçado proposto.....	96
Imagem 37: Ponto do ensaio 2 - raspagem superficial do terreno e posicionamento dos instrumentos.....	110
Imagem 38: Ponto do ensaio 2 - preparação para início do ensaio.....	110
Imagem 39: Ponto do ensaio 2 – aferição da régua graduada.....	111
Imagem 40: Ponto do ensaio 2 – Fim do ensaio.....	111
Imagem 41: Local onde seria realizado o 3º ponto do ensaio de infiltração.....	112
Imagem 42: Critérios básicos de projeto para galerias.....	113

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Resumo das características dos modelos de escoamento.	41
Tabela 2: Uso e Ocupação do solo do campus Marco Zero cenário atual.....	50
Tabela 3: Uso e ocupação do solo campus Marco Zero cenário da intervenção proposta.	51
Tabela 4: Estratificação predominante do solo conforme laudos de sondagem.....	55
Tabela 5: Classificação do solo segundo sua taxa de infiltração básica (VIB).	60
Tabela 6: Classificação taxa de infiltração básica (VIB) segundo a textura do solo.....	61
Tabela 7: Taxa de infiltração máxima para o modelo de Horton.	61
Tabela 8: Taxa de infiltração mínima para o modelo de Horton.	62
Tabela 9: Volumes de precipitações extremas por trimestre com período de retorno de 20 anos.	63
Tabela 10: Tempo de recorrência para chuvas de projeto em sistemas de drenagem.	70
Tabela 11: Média ponderada Coeficiente “C” Atual uso e ocupação do solo da sub bacia 1..	78
Tabela 12: Média ponderada Coeficiente “C” Atual uso e ocupação do solo da sub bacia 2..	79
Tabela 13: Média ponderada Coeficiente “C” Cenário Proposto uso e ocupação do solo da sub bacia 1.....	79
Tabela 14: Média ponderada Coeficiente “C” Cenário Proposto uso e ocupação do solo da sub bacia 2.....	79
Tabela 15: Valores de n adotados para as sub bacias no SWMM.....	82
Tabela 16: Resumo da Rede de Drenagem Proposta.....	84
Tabela 17: Balanço Hídrico da simulação contínua estação A249.	87
Tabela 18: Estatísticas de volume das bacias de retenção – Simulação A249.	88
Tabela 19: Estatísticas de vazões de entrada das bacias de retenção – Simulação A249.	89
Tabela 20: Média do balanço hídrico por sub bacia simulada – Estação A249.....	91
Tabela 21: Balanço Hídrico da simulação EHU.....	92
Tabela 22: Estatísticas de volume das bacias de retenção - Simulação EHU.....	92
Tabela 23: Estatísticas de vazões de entrada das bacias de retenção - Simulação EHU.	94
Tabela 24: Média do balanço hídrico por sub bacia simulação estação EHU.....	95
Tabela 25: Balanço hídrico da simulação curva IDF.	97
Tabela 26: Estatísticas de volume das bacias de retenção - Simulação curva IDF.....	98
Tabela 27: Estatísticas de vazões de entrada das bacias de retenção - Simulação curva IDF.	99
Tabela 28: Média do balanço hídrico por sub bacia simulação estação curva IDF.....	100
Tabela 29: Vazões máximas Método Racional campus Marco Zero.	101
Tabela 30: Resultados para Cálculo de Volume das bacias: Métodos Teóricos.	101

Tabela 31: Análise comparativa entre os resultados simulados.	102
Tabela 32: Aferição em campo ensaio de infiltração ponto de ensaio 1.	109
Tabela 33: Aferição em campo ensaio de infiltração ponto de ensaio 2.	109
Tabela 34: Valores de “n” para escoamento em superfícies.	112
Tabela 35: Valores típicos do coeficiente do escoamento superficial (C).	113

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	13
1.1. O CONTEXTO DA UNIVERSIDADE	14
1.2. SUSTENTABILIDADE E DRENAGEM.....	17
1.3. O PROJETO DE EXTENSÃO: PLANO DIRETOR PARTICIPATIVO CAMPUS MARCO ZERO (PDPCMZ)	19
1.4. OS DESAFIOS FUTUROS PARA UM HORIZONTE DE PROJETOS SUSTENTÁVEIS	21
1.5. JUSTIFICATIVA	25
1.6. OBJETIVOS	25
1.6.1. Objetivo Geral	25
1.6.2. Objetivos específicos	25
2. REFERENCIAL TEÓRICO	26
2.1. DRENAGEM URBANA.....	26
2.1.1. Gestão de drenagem	26
2.1.1. Fases do projeto de microdrenagem	26
2.2. CICLO HIDROLÓGICO DA ÁGUA	27
2.3. BACIAS DE RETENÇÃO E DETENÇÃO.....	28
2.4. STORM WATER MANAGEMENT MODEL - SWMM.....	33
2.5. MODELOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS	36
2.5.1. Escoamento superficial	36
2.5.2. Transformação da chuva em vazão	37
2.5.3. Modelos de infiltração	38
2.5.4. Modelos de transporte hidráulico	41
2.5.5. Modelo de armazenamento	42
2.5.6. Modelo de onda constante	42
2.5.7. Modelo de onda cinemática	43

2.5.8.	Modelo hidrodinâmico.....	43
3.	METODOLOGIA	45
3.1.	GEOPROCESSAMENTO DAS IMAGENS	46
3.2.	A ÁREA DE ESTUDO: CARACTERÍSTICAS DA BACIA	50
3.2.1.	Uso e ocupação do solo.....	50
3.2.2.	Curvas de nível da bacia do campus Marco Zero	53
3.3.	RELATÓRIOS DE SONDAgens SPT DO CAMPUS MARCO ZERO	55
3.4.	ENSAIO DE INFILTRAÇÃO DO SOLO	57
3.1.	DADOS DA PRECIPITAÇÃO	62
3.2.	TRAÇADO PROPOSTO	70
3.3.	BACIA DE DETENÇÃO PROPOSTA	73
3.4.	SIMULAÇÕES DOS EVENTOS	77
3.5.	MODELAGEM DA REDE DE DRENAGEM NO SWMM.....	80
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	84
4.1.	SIMULAÇÕES SWMM	86
4.2.	SIMULAÇÃO EVENTO ESTAÇÃO A249	86
4.3.	SIMULAÇÃO EVENTO ESTAÇÃO EHU.....	91
4.4.	SIMULAÇÃO EVENTO CURVA IDF	97
4.5.	MÉTODO RACIONAL	101
4.6.	ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE RESULTADOS	102
5.	CONCLUSÃO	104
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	106
	ANEXO I.....	109

1. INTRODUÇÃO

O município de Macapá, capital do Estado do Amapá possui baixos índices de saneamento básico. Segundo o Instituto Trata Brasil, no seu Ranking do saneamento de 2022, o qual elenca as 100 maiores cidades do Brasil, posiciona Macapá como o 100º lugar com nota 1,80 em uma escala de pontuação que varia de 0 a 10, com base nos dados do Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS) de 2020.

Esse tipo de dado reflete o quanto a urbanização e o crescimento da capital tornam-se uma problemática na região, pois influencia negativamente as atividades na cidade como um todo.

A drenagem urbana faz parte do contexto do Saneamento Básico e, conforme prevista pelo novo marco legal do saneamento, a Lei Federal nº 14.026, de 2020, ela é um serviço que deve ser prestado considerando como princípios básicos: a universalização do acesso e a sua integração com os demais serviços de saneamento, ou seja, com o abastecimento de água, com o esgotamento sanitário e com o manejo dos resíduos sólidos.

A Universidade Federal do Amapá (UNIFAP), por sua vez, também conta problemas relacionados a drenagem em seu território. É o que foi apontado pelo relatório de drenagem elaborado pelo projeto de extensão: Plano Diretor Participativo do Campus Marco Zero (PDPCMZ) durante o ano de 2021.

Desde a sua fundação em 1990, a universidade cresce no desenvolvimento de ocupação do solo, com a criação de novos cursos e departamentos administrativos. Contudo não avança em saneamento básico.

Problemática que se torna cada vez mais agravante segundo Sousa et al. (2021) uma vez que, o modelo de urbanização acelerada, a falta de ordenamento territorial, a presença de aglomerados subnormais e redução da qualidade sanitária da cidade, geram o aumento do grau de risco aos alagamentos.

Tratando-se de drenagem de águas pluviais, a falta de manejo adequado gera problemas de alagamentos e deterioração precoce de vias tanto no interior como no entorno do campus.

A região em análise tem sofrido bastante com a ausência de sistema de drenagem, sendo evidenciados fortemente durante a estação chuvosa em Macapá. Diante disso, técnicas de drenagem sustentáveis ou compensatórias visam sanar os pontos de alagamentos no campus atuais e futuros reestabelecendo o ciclo hidrológico, promovendo exemplo de solução sustentável também para a capital no qual se insere o campus Marco Zero.

1.1. O CONTEXTO DA UNIVERSIDADE

Por ser um trabalho inovador na cidade, entende-se que esse trabalho servirá de base para outros trabalhos e, por isso, localizar o leitor interessado, uma vez que, a localização interfere diretamente no estudo elaborado.

A UNIFAP, fundada em 1990, dois anos após a constituição de 1988, a qual transformou o antigo território do Amapá em Estado, iniciou suas atividades como Instituição de Ensino Superior no Campus Marco Zero e como instituição de direito e de fato, o primeiro vestibular aconteceu em 1991 para os cursos de Direito, Secretariado Executivo, Geografia, História, Matemática, Letras, Educação Artística e Enfermagem. com a oferta inicialmente em 1991 dos cursos de Direito, Secretariado Executivo, Geografia, História, Matemática, Letras, Educação Artística e Enfermagem (UNIFAP, 2019).

Dessa maneira, a Universidade passava a assumir papel importantíssimo para o novo Estado, possuindo a responsabilidade de qualificar a mão de obra local e assumir o protagonismo do desenvolvimento da região.

O campus Marco Zero localiza-se na Capital do Estado do Amapá, Macapá, Rod. Josmar Chaves Pinto (anteriormente denominada Rod. Juscelino Kubitschek até 29/06/2021), km 02 – Jardim Marco Zero, zona sul do município.

Imagem 1: Universidade Federal do Amapá Campus Marco Zero.



Fonte: Autor, 2022.

Na imagem 1 acima é possível observar o campus em sua totalidade e se ter noção do nível de urbanização atualmente, características que serão fundamentais para as análises deste trabalho.

Atualmente, a UNIFAP oferece 52 (cinquenta e duas) opções de cursos de graduação presenciais e a distância, distribuídas nas áreas do conhecimento anteriormente mencionadas, assim como, 04 (quatro) de doutorado, 13 (treze) cursos de mestrado e 19 (dezenove) cursos de especialização lato sensu (UNIFAP, 2019).

A partir de então, entende-se que as áreas do campus são ocupadas desordenadamente, não possuindo serviços de saneamento básico adequados o que impede o desenvolvimento urbano no campus e da universidade como um todo, visto que o espaço físico não comporta a construção adequadas de novos prédios. A imagem 2 a seguir revela como se deu o desenvolvimento do campus desde 2003.

Imagem 2: Comparativo entre os anos de 2003 e 2021 do campus Marco Zero.



Fonte: Autor - Google Earth, 02/2022.

Se comparada com a Universidade Federal do Pará (UFPA), campus Belém (imagem 3), sua vizinha mais próxima e afim, o campus Marco Zero, principal polo da UNIFAP, ainda tem muito a crescer para contribuir com a sua comunidade.

Imagem 3: Limites territoriais Universidade Federal do Pará (UFPA).



Fonte: Google Earth.

Em números territoriais, o campus Belém conta com aproximadamente 1,5km² enquanto campus Marco Zero conta com uma área de aproximadamente 0,9km².

Nota-se a semelhança visual entre as paisagens das duas universidades, obviamente que nas suas devidas escalas. A principal semelhança se dá quanto a preservação da vegetação nativa dos campi, característica que se pretende manter também no campus de Macapá.

1.2. SUSTENTABILIDADE E DRENAGEM

Em 1972 ocorre a Conferência das Nações Unidas Sobre o Meio Ambiente, encontro popularmente conhecido como “Conferência de Estocolmo, onde nascia o conceito de “desenvolvimento sustentável”, na qual pautava-se em uma produção mais inteligente, racionalizada e com menos desperdícios.

Contudo foi somente na Agenda 21, que o conceito de sustentabilidade aliado ao desenvolvimento passou a fazer parte das obrigações dos diversos países que se comprometeram com o evento da Cúpula das Nações Unidas para o Meio Ambiente no Rio de Janeiro, a ECO-92.

Segundo as previsões da ECO-92, no início do século XXI, mais da metade da população mundial estaria vivendo em zonas urbanas. Até o ano 2025, essa proporção chegaria aos 60 por cento, compreendendo cerca de 5 bilhões de pessoas. O crescimento rápido da

população urbana e da industrialização submete a graves pressões os recursos hídricos e a capacidade de proteção ambiental de muitas cidades.

Para Miguez (2016), os problemas com drenagem urbana tradicional, que passaram a se intensificar com o advento revolução industrial, permaneceu em evidência até a década de 1970, quando as cidades começaram a sofrer com grandes enchentes e essa concepção se mostrou insustentável, no qual a canalização não conseguia mais responder por todas as demandas de drenagem.

Uma abordagem sustentável para os sistemas de drenagem se tornou um importante desafio. O controle na fonte, atuando nas causas das cheias e focando em medidas de reservação e infiltração, surgiu como uma nova opção no final da década de 1970 (ANDOH e IWUGO, 2002, apud MIGUEZ, 2016).

São diversas as técnicas compensatórias que podem ser implantadas para combater problemas relacionados a drenagem e o que elas possuem em comum e que atacam os problemas diretamente na fonte e não na foz como se faz na drenagem tradicional.

A nova visão acadêmica e técnica sobre as inundações urbanas salienta a importância do tratamento do problema de maneira sistêmica, com ações distribuídas sobre a paisagem urbana, a fim de atenuar e retardar o pico de cheia, permitindo, também a recarga das águas subterrâneas, pelo favorecimento da infiltração, procurando restabelecer o quanto possível, as condições naturais de escoamento pré-urbanização (MASCARENHAS et al., 2007, apud MIGUEZ, 2016).

As técnicas compensatórias ou Best Management Practices (BMPs) foram desenvolvidas nos anos 70, na América do Norte, e se aplicam em locais onde há, preferencialmente, disponibilidade de território e áreas verdes (OTTONI, 2018).

O desenvolvimento urbano de uma bacia hidrográfica provoca o aumento dos picos dos hidrogramas de cheias, em face do aumento da área impermeabilizada da bacia, da redução de seu tempo de concentração, e da eliminação de armazenamento naturais (TUCCI, 2001).

1.3. O PROJETO DE EXTENSÃO: PLANO DIRETOR PARTICIPATIVO CAMPUS MARCO ZERO (PDPCMZ)

O Plano Diretor Participativo do Campus Marco Zero (PDPCMZ) é um projeto de extensão iniciado no ano de 2021, composto por uma equipe técnica multidisciplinar, voltada às questões humanas e tecnológicas, para se pensar um campus sustentável ao longo dos próximos 15 anos. Projeto modelo, dedicado, inicialmente, para o campus do Marco Zero e que, posteriormente, poderia ser realizado nos demais campi da instituição.

A equipe multidisciplinar, teve participação da ciência da computação, engenheiros civis e eletricitas, arquitetos, jornalistas, biólogos, geógrafos e historiadores, como gestores além de acadêmicos dos respectivos cursos para auxiliar nos levantamentos propostos.

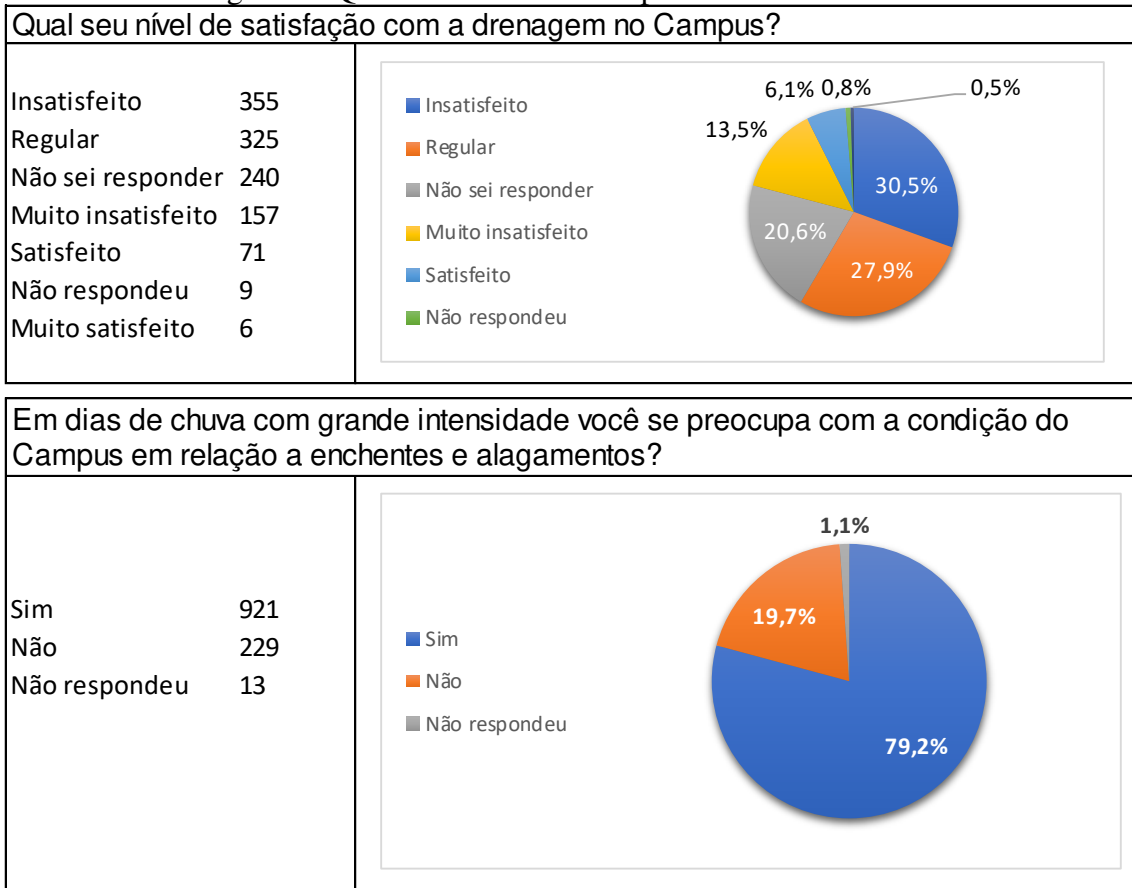
Teve como objetivo principal elaborar documentos técnicos capazes de servir como ferramentas de gestão para os diferentes dirigentes da UNIFAP, com o intuito de compatibilizar os interesses coletivos de forma justa à distribuição de recursos, definindo prioridades no ordenamento do território universitário para o desenvolvimento sustentável das atividades universitárias.

O projeto se dividiu em vários eixos: Drenagem, Resíduos, Infraestrutura, Urbanismo, Energia, Tecnologia e Informática etc., com o intuito de gerar diagnósticos e prognósticos relativos a cada área do conhecimento estudado.

Durante a fase de diagnóstico, como já era previsto, revelou-se pontos negativos como: a ausência de controle de projetos, das construções existentes contendo informações como localização de fossas e sumidouros, sistemas de abastecimento de água de cada bloco, projetos arquitetônicos e outros. Portanto foi necessário catalogar essas informações, o que já pode ser considerado de grande avanço.

Nessa fase do projeto também foi realizado um questionário online com a comunidade acadêmica que conseguiu abranger elevado público, o que acabou revelando o descontentamento dos usuários em diversos aspectos, dentre eles, o relativo à drenagem no campus. As imagens 4 e 5 a seguir registram a ordem de grandeza de tais problemas.

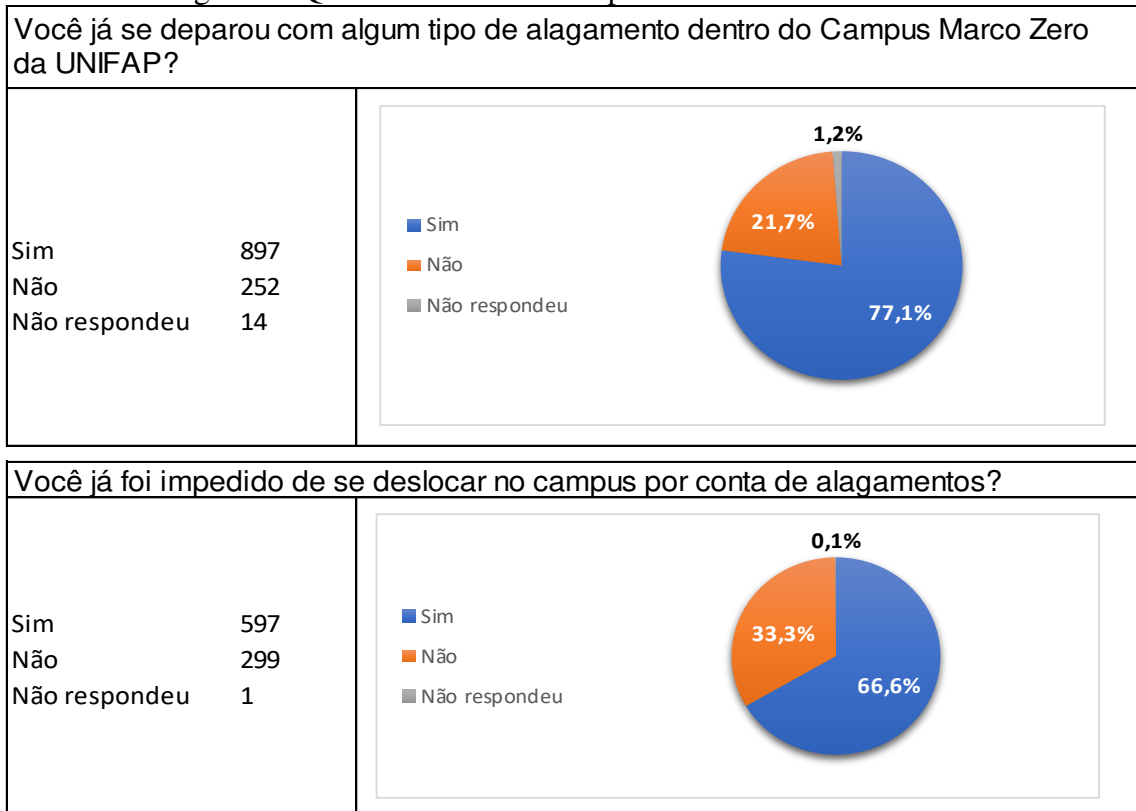
Imagem 4 - Questionário elaborado para a comunidade acadêmica.



Fonte:

Adaptado PDPCMZ, 2021.

Imagem 5 - Questionário elaborado para a comunidade acadêmica.



Fonte: Adaptado PDPCMZ, 2021.

A fase de prognóstico buscaria, portanto, criar diretrizes, ações que alinhassem os interesses econômicos, sociais, históricos, energéticos, ambientais, arquitetônicos, climáticos, mobilidade, buscando sempre aplicar o conceito de desenvolvimento sustentável em toda as suas esferas de atuação.

1.4. OS DESAFIOS FUTUROS PARA UM HORIZONTE DE PROJETOS SUSTENTÁVEIS

Segundo Miguez (2016), o escoamento de águas pluviais vai ocorrer sempre, independentemente de existir ou não sistema de drenagem projetado – a drenagem natural cumprirá seu, estando ou não adequada aos objetivos desejados.

Sabe-se que a crescente densificação faz com que a população utilize cada espaço ao máximo elevando o aumento das superfícies impermeáveis fazendo com que as soluções apresentadas não sejam o suficiente para as demandas futuras.

De acordo com o diagnóstico de drenagem, a universidade sempre contou com o uso de soluções individuais e de técnicas compensatórias para soluções de drenagem dentro do campus, visto que se desenvolve numa região que não possui infraestrutura de drenagem em seu entorno.

A saber, essas soluções são: uso de trincheiras de infiltração para telhados; uso de sumidouros para drenagem de prédio que canalizam águas de telhados através de tubulações PVC's advindas de calhas; sumidouros para drenagem de campo de futebol; pavimentos intertravados; grandes áreas verdes entre os blocos.

As imagens 6 a 8 a seguir exemplificam alguns exemplos das soluções adotadas e as suas problemáticas. Os registros foram feitos após dias de chuvas para se ter ideia dos fatos apontados pela pesquisa feita à comunidade acadêmica via questionário online.

Imagem 6 - Acesso à nova biblioteca central em pavimento intertravado.



Fonte: Acervo autor, 03/2021.

Imagem 7: Infiltração em áreas verdes (esquerda) e trincheiras de infiltração típicas nos blocos do campus (direita).



Fonte: Acervo autor, 2022.

Imagem 8: Entrada (esquerda) e saída (direita) campus Marco Zero Rod. Josmar com solução em sumidouros e vala de infiltração.



Fonte: Acervo autor, 2022.

Imagem 9: Pontos de alagamento identificados in loco.

ILUSTRAÇÃO ESQUEMÁTICA PONTOS DE ALAGAMENTO IDENTIFICADOS



Fonte: Autor, 2022.

A casa do estudante é um exemplo prático do que as condições desfavoráveis relativas à drenagem podem ocasionar para a funcionalidade do campus. A sua problemática de isolamento com o centro da universidade gera demandas para solucionar problemas tanto de drenagem quanto de mobilidade. Esta, aliás, sendo diretamente influenciada pela falta de drenagem.

As imagens a seguir apontam a localização da casa do estudante em relação ao centro da universidade (imagem 10) e a dificuldade de acesso (imagem 11) entre as regiões, principalmente em épocas chuvosas.

Imagem 10: Localização e acesso casa do estudante ao centro da Universidade.



Fonte: Autor, 2022.

Imagem 11: Trilha de acesso à casa do estudante.



Fonte: Acervo Autor, 03/2020.

1.5. JUSTIFICATIVA

Foi nesse contexto de diretrizes sustentáveis que a problemática desse trabalho teve início: o desafio de propor uma solução sustentável de drenagem na universidade, que seja capaz de solucionar problemas atuais e futuros. Desafio, pois a proposta abrange dois pontos muito peculiares da região: a ausência de sistemas de drenagem convencionais dentro e no entorno do campus. Portanto, o presente trabalho visa idealizar uma proposta de solução sustentável dentro do campus que possa auxiliar como exemplo para possíveis problemas semelhantes encontrados na cidade.

1.6. OBJETIVOS

1.6.1. Objetivo Geral

Simular uma proposta de solução de drenagem sustentável para o Campus Marco Zero com diferentes dados através de modelo computacional e teóricos.

1.6.2. Objetivos específicos

Quantificar os dados necessários para as simulações propostas utilizando ferramentas de geoprocessamento;

Analisar diferentes variáveis tanto de solo quanto climáticas, através de dados disponíveis, ensaio de campo e literatura;

Simular em um modelo computacional hidrológico-hidráulico e comparar com modelos teóricos simplificados;

Analisar viabilidade da solução e apontar principais adversidades.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. DRENAGEM URBANA

2.1.1. Gestão de drenagem

Tucci (2001) afirma que durante muito tempo o objetivo da drenagem urbana foi remover as águas pluviais em excesso da forma mais eficiente possível para evitar transtorno, prejuízos e riscos de inundações. Contudo a experiência nacional e internacional mostra que tais medidas, além de onerosas, não representam por si só solução eficaz e sustentável dos problemas mais complexos de drenagem urbana.

Entende-se ainda, conforme Tucci (2001), que o conceito de drenagem urbana extravasou o campo restrito da engenharia para se tornar um problema gerencial, com componentes políticos e sociológicos. Podendo-se ainda apontar fatores que possibilitam soluções eficazes para drenagem urbana:

- Existência de uma política para o setor que defina objetivos a serem alcançados e os meios (legais, institucionais, técnicos e financeiros) para atingi-los;
- Existência de uma política para ocupação do solo urbano devidamente articulada com a política de drenagem urbana, principalmente no que se refere à ocupação das várzeas de inundação;
- Processos de planejamento que contemple medidas de curto, médio e longo prazos em toda a bacia, e integre as medidas de drenagem de águas pluviais no complexo maior do ambiente.

Dessa forma, entende-se que a elaboração de planos diretores de drenagem urbana é medida altamente recomendável e constitui estratégia essencial para a obtenção de boas soluções de drenagem urbana.

Planos bem elaborados possibilitam: estudar a bacia hidrográfica como um todo e chegar à solução de grande alcance no espaço tempo; estabelecer normas e critérios de projeto uniformes para toda a bacia, tal como período de retorno; identificar áreas que possam ser preservadas ou adquiridas pelo poder público antes que sejam ocupadas; privilegiar a adoção de medidas preventivas de menor custo e maior alcance (TUCCI, 2001).

2.1.1. Fases do projeto de microdrenagem

Tucci et al. (1995) aponta que a microdrenagem urbana é definida pelo sistema de condutos pluviais a nível de loteamento ou de rede primária urbana.

O dimensionamento de uma rede de pluviais é baseado nas seguintes etapas segundo Tucci et al. (1995):

- Subdivisão da área e traçado;
- Determinação das vazões que afluem à rede de condutos;

- Dimensionamento da rede de condutos.

As divisões da área em estudo em bacias de contribuição e lançamento do traçado da rede de drenagem em planta baixa, devem ser feitas de acordo com as condições naturais de escoamento, adequando-se o projeto de urbanização às características topográficas, gerando efeitos recíprocos (MIGUEZ, 2016).

As vazões afluentes são determinadas a partir das precipitações sobre as áreas de contribuição acumuladas ao longo do caminho, sendo o processo de transformação da chuva em vazão modelado, usualmente, de forma simplificada quanto a interpretação do ciclo hidrológico para posteriormente calcular-se as dimensões e geometria das redes de condutos de pluviais (MIGUEZ, 2016).

Miguez (2016) aponta que o dimensionamento deve levar em conta, também, a capacidade de recepção de vazões do corpo d'água para o qual se pretende destinar as vazões captadas, sem permitir que estes afoguem a rede de microdrenagem contribuinte ou extravasem de suas calhas.

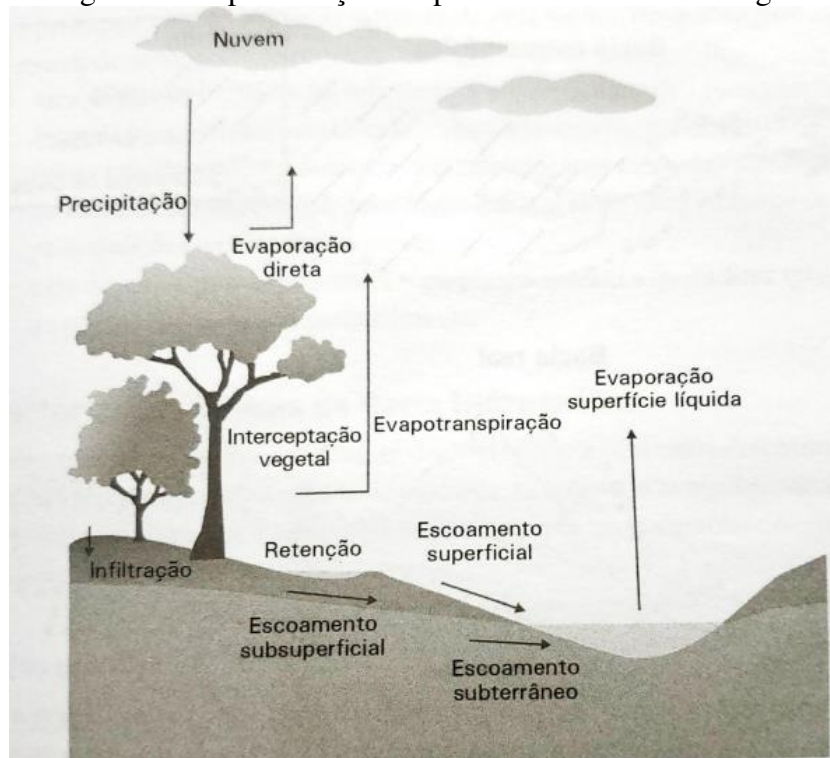
2.2. CICLO HIDROLÓGICO DA ÁGUA

O ciclo hidrológico da água é um processo natural que sempre ocorrerá, contudo no contexto da drenagem, o tempo com que esse fenômeno ocorre pode acabar interferindo negativamente aos usuários envolvidos na bacia em questão.

O ciclo hidrológico é um fenômeno global de circulação fechada da água entre a superfícies terrestre e a atmosfera, impulsionando fundamentalmente pela energia solar associada à gravidade e a rotação terrestre (TUCCI, 2001).

Tucci (2001) elenca alguns fatores que afetam as manifestações do ciclo hidrológico, nos diferentes pontos de globo terrestre como: a desuniformidade com que a energia solar atinge os locais, o diferente comportamento térmico em relação aos oceanos, quantidade de vapor d'água, CO₂ e ozônio na atmosfera, variabilidade espacial de solos e coberturas vegetais, além da influência da rotação e inclinação do eixo terrestre na circulação atmosférica, sendo a última a razão da existência das estações do ano.

Imagem 12: Representação simplificada do ciclo hidrológico.



Fonte: MIGUEZ, 2016.

O estudo das cheias também está intimamente ligado ao ciclo hidrológico. A partir de características de uma bacia hidrográfica, podem-se definir quais parcelas desse ciclo apresentam maior importância, sendo possível, ao utilizar modelos para a simulação do comportamento da natureza, desprezar aquelas de menor relevância, e, conseqüentemente, simplificar o problema a resolver (MIGUEZ, 2016).

Para este trabalho, será abordado principalmente a precipitação, infiltração, evaporação, escoamento superficial e armazenamento.

2.3. BACIAS DE RETENÇÃO E DETENÇÃO

Os reservatórios de micro e macrodrenagem podem ser de retenção, quando são mantidos a seco e controlam apenas o volume. O reservatório é de retenção quando é mantido com lâmina de água e controla também a qualidade da água, mas exige maior volume. Os reservatórios de retenção também contribuem para o aumento da qualidade da água, se parte do volume (primeira parte do hidrograma) for mantida pelo menos 24 horas na retenção (PARANÁ, 2017).

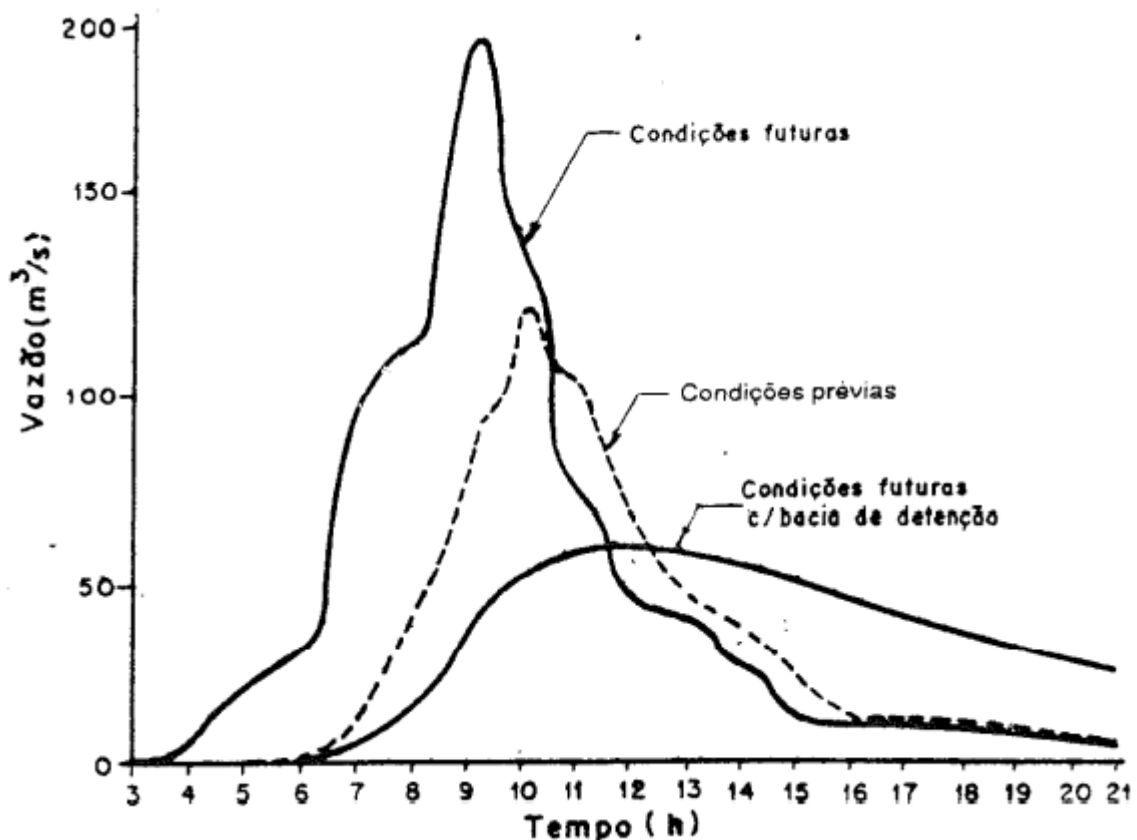
Essas bacias correspondem a áreas de reservação de escoamento superficial, ligadas ao sistema de drenagem urbana, de preferência por gravidade, através de um orifício localizado em sua parte inferior. Soma-se a isto o caráter multifuncional, o que permite ganhos urbanos, funcionais e paisagísticos quando associados a espaços coletivos urbanos (OTTONI, 2018).

Estimam-se os volumes a reservar tanto na fase de planejamento como na de projeto. Há ainda uma fase imediatamente anterior à de planejamento, em que o projetista tem que decidir se uma obra de retenção deve ser considerada, sendo os métodos simplificados expeditos com grande valor nessa fase inicial de tomada de decisões (CANHOLI, 2005).

Tucci (2001), ressalta que as bacias de retenção no geral não reduzem o volume de escoamento direto, apenas redistribuem as vazões ao longo de um tempo maior, formando um volume útil e temporário, com parte do escoamento direto. Além disso, os reservatórios de retenção são totalmente, em geral, drenados em menos de um dia. A sua área de ocupação, normalmente, é seca e pode ser utilizada para fins recreativos.

O efeito de um reservatório de retenção sobre um diagrama de cheia pode ser visto no gráfico 1 a seguir.

Gráfico 1: Hidrogramas típicos de bacias de retenção.



Fonte: TUCCI, 2001.

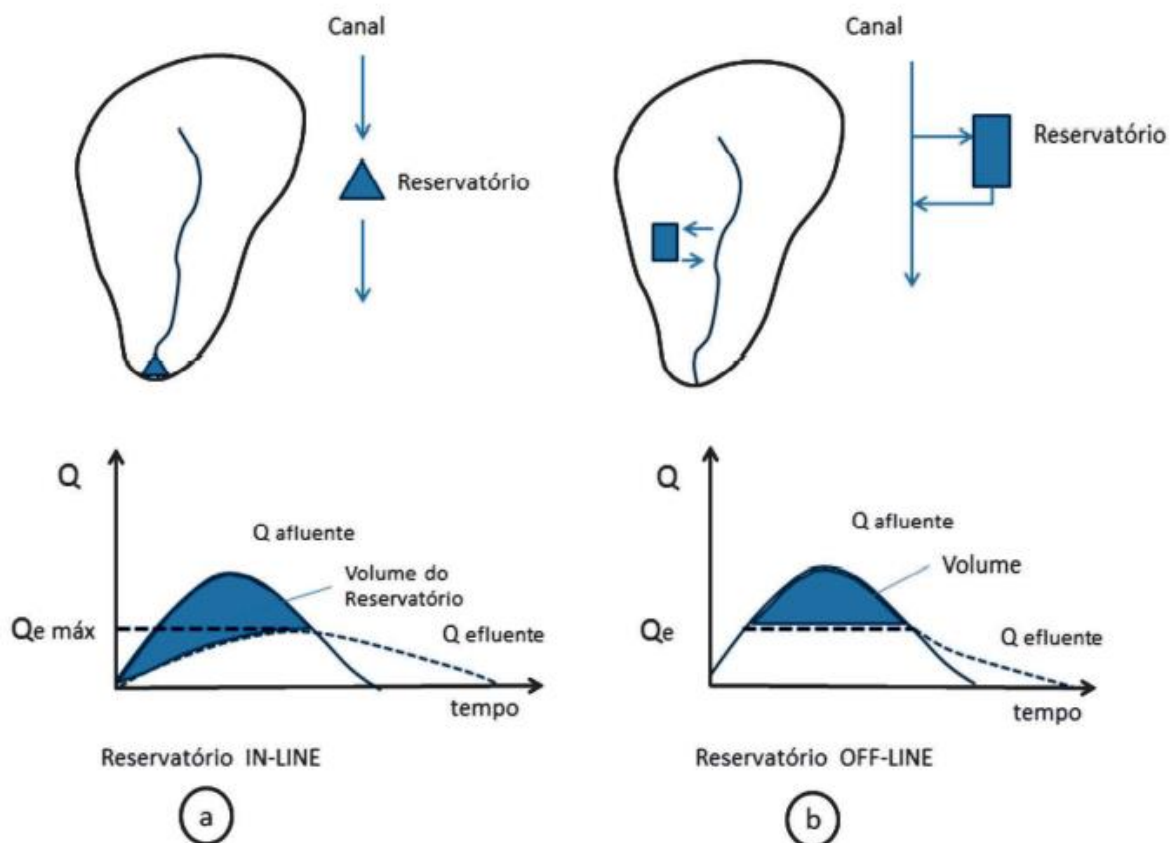
Em resumo, Tucci (2001), elenca as vantagens dessa medida compensatória como: reduzir problemas de alagamentos localizados, reduzir custos de um sistema de galerias de drenagem, devido à redução das dimensões das galerias, melhorar a qualidade da água, minorar problemas de erosão nos pequenos tributários, devido a redução das vazões, aumentar o tempo

de resposta do escoamento superficial, melhorar as condições para reuso da água e recarga dos aquíferos, reduzir as vazões máximas de inundação.

As bacias podem ser classificadas de acordo com o seu posicionamento na rede de drenagem, quando então são definidos como em linha (on-line) ou fora da linha (off-line).

De acordo com essa classificação, um reservatório em linha recebe diretamente a contribuição de uma bacia ou de uma rede de drenagem, e as águas passam pelo interior do reservatório. Quando fora de linha, a rede de drenagem funciona sem se comunicar com o reservatório, até que atingindo um certo nível de escoamento, o reservatório seja acessado, para receber parte das águas, que inicialmente está seco (MIGUEZ, 2016).

Imagem 13: Efeito de amortecimento dos reservatórios in-line (a) e off-line (b).



Fonte: São Paulo (2012).

Conforme apontada por São Paulo (2012), do ponto de vista hidrológico/hidráulico, o dimensionamento de um reservatório envolve basicamente três elementos: dimensionar o volume total de armazenamento; dimensionar a sua estrutura de entrada; dimensionar a sua estrutura de saída.

São Paulo (2012), complementa ainda os critérios de dimensionamento para os reservatórios in-line que podem se dar de três maneiras diferentes: critério da vazão a jusante;

critério associado à condição de sazonalidade natural do regime a jusante; e o critério de ponderação entre armazenamento e condutividade hidráulica a jusante.

É necessário que a rede obedeça ao limite de vazão de lançamento de águas pluviais em corpos hídricos, para que o desenvolvimento urbano não produza aumento da vazão máxima devido à impermeabilização, evitando que o efeito da urbanização seja passado para jusante (TUCCI, 2016).

O critério de restrição a jusante ocorre quando, por diversos motivos, existe a jusante do local de reservação uma restrição de descargas. Neste caso o reservatório é dimensionado de tal forma que a vazão máxima efluente deve ser igual à vazão de restrição em qualquer situação, independentemente do evento de precipitação que ocorrer, a vazão máxima não pode ultrapassar a vazão de restrição (SÃO PAULO, 2012).

Inúmeros métodos, simples ou complexos, foram e são propostos para a estimativa de volume a serem reservados nas bacias de detenção na fase de planejamento, apresentando cada um suas particularidades, a tal ponto que existem trabalhos na literatura dedicados à comparação dos diversos métodos (CANHOLI, 2005).

Dentre os métodos, ressaltam-se o método do Hidrograma da Fórmula Racional e o método de Relações simplificadas de Urbanas e Glidden (1982).

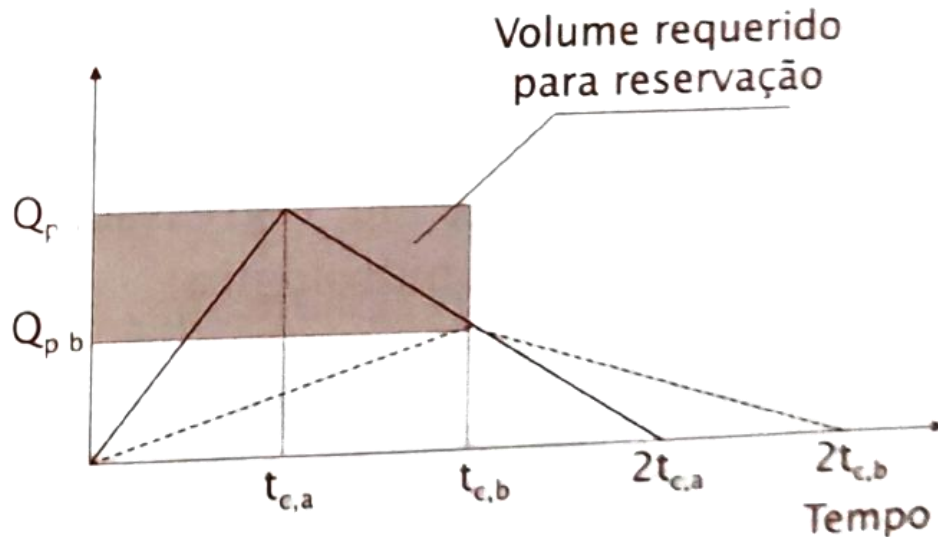
O método do Hidrograma Racional consiste em dimensionar a partir do hidrograma obtido pelo método Racional. De acordo a equação 1 e o gráfico 2 a seguir.

Equação 1:Equação do Hidrograma da Fórmula Racional.

$$V_s = (Q_{p,a} - Q_{p,b}) * t_{c,b} \quad (01)$$

No qual “ V_s ” é o volume a ser armazenado; “ $Q_{p,a}$ ” é a vazão depois da urbanização; “ $Q_{p,b}$ ” é a vazão anterior à urbanização; e “ $t_{c,b}$ ” o tempo de concentração da bacia.

Gráfico 2: Hidrograma da Fórmula Racional.



Fonte: Canholi (2005).

O método de Relações simplificadas de Urbonas e Glidden (1982), consiste em um pré-dimensionamento baseado em projetos já implantados, sendo este, baseado em um estudo sobre o desempenho de bacias de retenção em uma bacia piloto em Denver, Colorado, EUA, por meio de modelagem em computador de uma bacia com área de 25km², obtendo relações par tempos de retorno de 10 e 100 anos (CANHOLI, 2005).

As relações obtidas convertidas para o S.I são expressas na equação 2 a seguir.

Equação 2: Equações simplificadas de Urbonas e Glidden.

$$V_{10} = 304,8 * A * (0,95 * I - 1,90) \quad (2a)$$

$$V_{100} = 304,8 * A * (1,78 * I * 0,002 * I^2 - 3,56) \quad (2b)$$

$$Q_{10} = 1,68 * A \quad (2c)$$

$$Q_{100} = 7,00 * A \quad (2d)$$

No qual “A” representa a área de drenagem (km²); “Q” vazão (m³/s); “I” área impermeabilizada da bacia (%); e “V” o volume (m³).

Canholi (2005), ressalta que a chuva de duas horas na região de Denver equivale a 47mm e 73mm para tempo de retorno (TR) de 10 e 100 anos respectivamente, portanto, deve-se proceder à correção pelo menos, do total precipitado, sendo essa correção a simples relação entre a precipitação onde se deseja simular a metodologia pela precipitação em Denver.

Quanto à estrutura de saída de bacias de retenção, normalmente, adota-se um orifício de fundo complementado por outros orifícios localizados em cotas superiores ou por meio de vertedores de soleira livre. Não apenas os orifícios, mas as tubulações curtas também podem ser incluídas nesse grupo. Sendo a vazão de descarga determinada pela equação 3. Essa equação

é válida para $h/D > 1,2$ (D : altura do orifício). O valor típico do coeficiente de descarga é 0,6 (CANHOLI, 2005).

Equação 3: Vazão de descarga (Orifício de Saída Bacia de Detenção).

$$Q = K_0 a_0 * \sqrt{2 * g * h} \quad (3)$$

Onde, “ K_0 ” é o coeficiente de descarga do orifício (adimensional), “ a_0 ” é a área da seção transversal do orifício e “ h ” lâmina da altura d’água, acima do eixo central do orifício (orifício livre) ou diferença de nível d’água (orifício afogado).

2.4. STORM WATER MANAGEMENT MODEL - SWMM

O Storm Water Management Model (SWMM) é um modelo computacional de gerenciamento de águas pluviais desenvolvido pela Agência de Proteção ao Meio Ambiente dos Estados Unidos (EPA - Environmental Protection Agency).

A U.S Environmental Protection Agency (EPA) é a agência estatal norte-americana encarregada pelo congresso do Estados Unidos da América de proteger os seus recursos naturais (ROSSMANN, 2010).

Foi o primeiro modelo computacional voltado para a análise qualitativa e quantitativa relacionada ao escoamento em áreas urbanas. Ao redor do mundo, utiliza-se o SWMM para o planejamento, análise e concepção de projetos relacionados ao escoamento de águas pluviais, esgotamento e outros sistemas de drenagem urbana (ROSSMANN, 2010).

O SWMM é um programa computacional que pode analisar o impacto do escoamento superficial e avaliar a efetividade de estratégias de mitigação, sendo uma ferramenta acessível e valiosa para pesquisadores e usuários relacionados às áreas de recursos hídricos e gerenciamento e planejamento da qualidade das águas (ROSSMANN, 2010).

A versão utilizada nesse trabalho é a 5.2 contudo há a versão 5.0 traduzida para o português escrito e falado no Brasil que foi uma iniciativa do Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento (LENHS), pertencente ao Departamento de Engenharia Civil e ambiental, do centro de Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba (UFPB), a qual possa ajudar mais inicialmente por conta da tradução. A versão 5.0 não possui ferramentas de edição básicas e nem a facilidade de criar relatórios como a versão 5.2, contudo são os mesmos conceitos e comandos de utilização.

O SWMM é um modelo dinâmico chuva-vazão que simula a quantidade e a qualidade do escoamento superficial, especialmente em áreas urbanas; pode ser utilizado para simulação de um único evento chuvoso, bem como para simulação contínua de longo prazo (ROSSMANN, 2010).

Para a simulação do escoamento superficial, a bacia deve ser composta por um conjunto de sub-bacias com características uniformes. O transporte hidráulico do modelo é realizado por um sistema de condutos, canais, dispositivos de armazenamento e tratamento, bombas e elementos de regulação. A área das sub-bacias deve ser dividida em áreas permeáveis e impermeáveis, com valor máximo de armazenamento e modeladas como reservatórios não lineares, e todas são associadas a um pluviógrafo (LEITE, 2013; SILVA, 2016).

Ainda em relação ao escoamento superficial, o SWMM considera diferentes processos hidrológicos relacionados a esse fenômeno como precipitações variáveis no tempo, evaporação de águas paradas, acumulação e degelo de neve, interceptação de precipitações por armazenamento em depressões, infiltração das precipitações em solo não saturado, percolação de água infiltrada nos aquíferos, troca de fluxo entre os aquíferos e sistemas de drenagem e modelagem do fluxo superficial em reservatórios não lineares (SILVA, 2016).

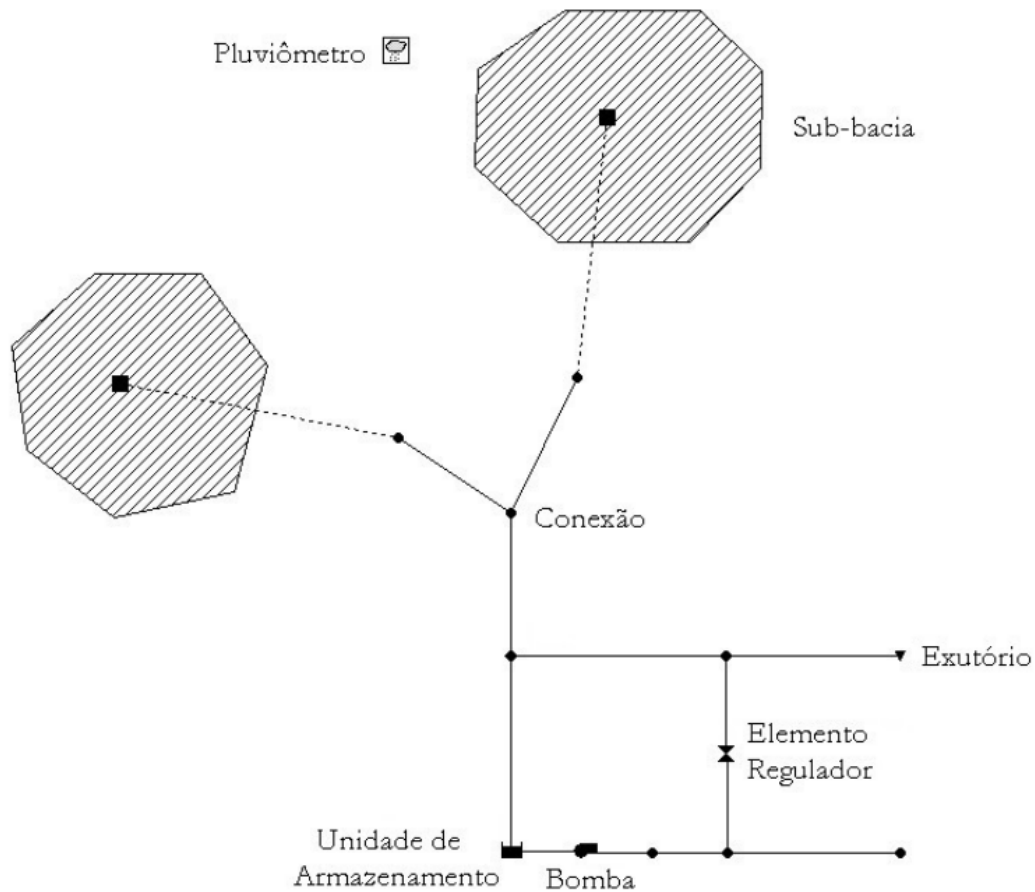
A infiltração pode ser definida a partir de três métodos dentro do SWMM, a equação de Horton, (1993) e a de Green-Ampt (1911), além do método Curva Número, proposto por USDA, SCS (1972), (CEOLIN, 2019).

O SWMM é um modelo de simulação física que utiliza soluções discretas ao longo do tempo. Utiliza os princípios de conservação de massa, de energia e da quantidade de movimento quando apropriado (ROSSMANN, 2010).

O software possui quatro módulos para modelagem, são eles: o módulo atmosférico, a partir do qual ocorre a precipitação; o módulo de superfície do solo, o qual é representado pelas sub bacias; o módulo de transporte contém os condutos, nós, unidades de armazenamento e bombas; e por fim apresenta também um módulo de Águas subterrâneas destinada a modelagem de aquíferos. A imagem 14 a seguir representa e exemplifica como esses módulos são criados a partir dos objetos físicos do software.

O SWMM é um programa empregado em inúmeros estudos, principalmente relacionado com drenagem urbana.

Imagem 14: Exemplo de objetos empregados no modelo de um sistema de drenagem.



Fonte: ROSSMANN, 2010.

Para este trabalho em questão, os modelos de cálculo utilizados foram para considerar: o escoamento superficial, infiltração e propagação dos fluxos.

Vinagre et al. (2015) realizou o estudo do comportamento hidráulico da bacia do Paracuri em Belém (PA) por meio do programa SWMM. O estudo consiste em avaliar um canal projetado em dois cenários, um em perfeitas condições e outro com assoreamento de 50 cm.

A partir do software, o autor conseguiu analisar a eficiência do SWMM para a simulação dos cenários futuros, apresentando grande utilidade para simular o comportamento do sistema de drenagem urbana, com a possibilidade de ser estudada a influência do processo de urbanização sobre o sistema de drenagem.

Ceolin (2019), realizou uma análise hidráulica-hidrológica da implantação de bacias de retenção e detenção em Vicente Pires, Brasília (DF) e pode concluir através de simulações com o programa SWMM para diferentes chuvas de projeto que a rede de drenagem projetada a ser instalada para a região estaria sobrecarregada e as bacias subdimensionadas, sendo que a bacia de qualidade funcionaria apenas como uma bacia adicional de quantidade.

2.5. MODELOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

2.5.1. Escoamento superficial

De acordo com Tucci (2001), o escoamento superficial é a parcela do ciclo hidrológico em que a água se desloca na superfície da bacia até encontrar uma calha. A parcela total é a precipitação efetiva que gera o escoamento superficial. Para obter o hietograma correspondente à precipitação efetiva, é necessário retirar os volumes evaporados, retidos nas depressões e os infiltrados.

O escoamento superficial é, portanto, a combinação do fluxo de pequena profundidade na superfície com escoamento em pequenos canais que constituem a drenagem da bacia hidrográfica. Os modelos usualmente utilizados para representar o escoamento superficial tem sido classificado em lineares e não lineares e, em empíricos e conceituais (TUCCI, 2001).

O escoamento superficial utilizado pelo SWMM adota que cada sub-bacia é tratada como um reservatório não linear. As contribuições são provenientes dos diferentes tipos de precipitação (chuva, neve) e de qualquer outra sub-bacia situada a montante (ROSSMANN, 2010).

As equações diferenciais do escoamento são não lineares, o que indica que o escoamento tem um comportamento não linear. A vazão, variável independente do escoamento, depende da área, profundidade e rugosidade (TUCCI, 2001).

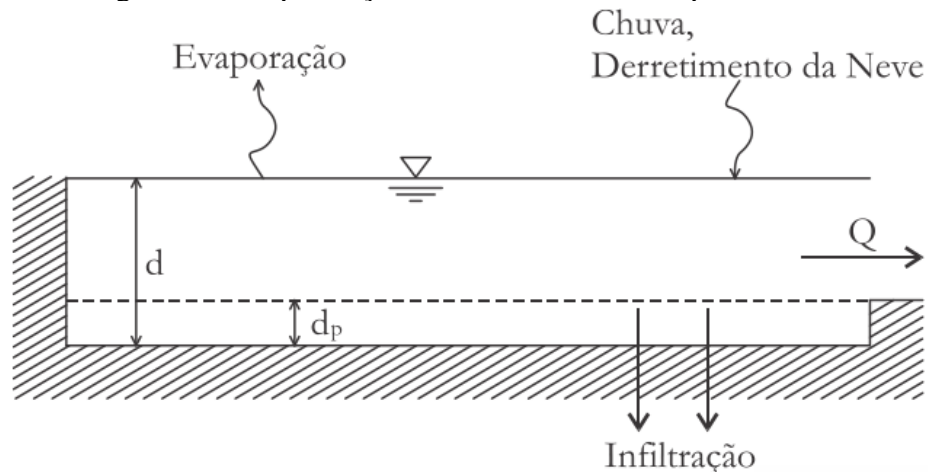
Existem diversos fluxos de saída como a infiltração, a evaporação e o escoamento superficial. A capacidade deste “reservatório” é o valor máximo do armazenamento em depressões, que é o valor máximo armazenável à superfície por alagamento, encharcamento e interceptação (ROSSMANN, 2010).

A parcela não infiltrada de precipitação forma filetes que escoam superficialmente para áreas mais baixas, podendo infiltrar novamente, se houver condições (TUCCI, 2001).

O escoamento superficial por unidade de área “ Q ” ocorre somente quando a profundidade da água neste “reservatório” excede o valor máximo do armazenamento em depressões “ dp ”. Neste caso, “ Q ” é calculado pela equação de Manning (ROSSMANN, 2010).

A lâmina de água no reservatório “ d ” (em pés ou metros) na sub-bacia é recalculada de forma contínua, no tempo t (em segundos) mediante a resolução numérica do balanço hídrico na sub-bacia (ROSSMANN, 2010).

Imagem 15: Simplificação da sub-bacia adotada pelo SWMM.



Fonte: ROSSMANN, 2010.

2.5.2. Transformação da chuva em vazão

2.5.2.1. Método Racional

Segundo Canholi (2005), a fórmula racional é tradicionalmente utilizada para o cálculo da vazão do pico em pequenas áreas urbanas (menores que 1 km²), usualmente com tempo de concentração inferior a 20min, dado que, por hipótese do método, a precipitação é considerada constante em todo o processo.

Miguez (2016) explica que, o método racional considera chuva efetiva como um percentual da chuva total definida por um parâmetro denominado de coeficiente de runoff, ou coeficiente de escoamento superficial. O coeficiente é aplicado, pois nem toda a vazão gerada pela chuva se transforma em escoamento superficial, principalmente devido à interceptação vegetal, retenções superficiais e infiltrações.

Por sua vez, é um método muito difundido, sendo bastante prático, de forma geral, embora muito simplificado e mais adequado a pequenas bacias. Como ponto positivo apresenta o fato de ser facilmente utilizado e compreendido, além de dispor de farta documentação referente ao ajuste do coeficiente de runoff (MIGUEZ, 2016).

Dessa maneira, aplica-se o coeficiente runoff para introduzir uma redução na vazão gerada pela precipitação conforme a equação 4 da vazão de pico do hidrograma.

Equação 4: Equação chuva vazão - método Racional.

$$Q_p = \frac{C * i * A_d}{3,6} \quad (4)$$

Onde “ Q_p ” é a vazão de pico (m³/s), “C” representa o coeficiente de escoamento superficial, “I” é a precipitação média (mm/h) e “ A_d ” é a área de drenagem superficial (km²).

2.5.3. Modelos de infiltração

Conceitualmente, a infiltração pode ser definida como a passagem de água da superfície para o interior do solo, sendo, portanto, um fenômeno superficial que ocorre na interface terra-ar e se manifesta nos primeiros decímetros da camada de solo. O fluxo da água dentro do meio poroso é chamado de percolação, sendo regido por outras formulações matemáticas, tais como a Lei de Darcy (MIGUEZ, 2016).

Tucci (2001), define a infiltração como maneira de se obter modelos matemáticos como um fenômeno pelo qual a água da chuva penetra na zona não saturada do solo da área permeável da sub-bacia e à medida que a água infiltra pela superfície, as camadas superiores do solo vão se umedecendo de cima para baixo, alterando gradativamente o perfil de umidade. Enquanto há aporte de água, o perfil de umidade tende à saturação em toda a profundidade, sendo a superfícies, naturalmente, o primeiro nível a saturar.

Collischon (2013), explica que durante um evento chuvoso, a taxa de infiltração de água no solo depende tanto da taxa de intensidade da precipitação como da capacidade de infiltração. Sendo a intensidade da precipitação inferior à capacidade de infiltração, considera-se que toda a água da chuva infiltra, ou seja, a taxa de infiltração é igual a intensidade da chuva. Por outro lado, quando a intensidade da chuva supera a capacidade de infiltração, a taxa de infiltração iguala-se à capacidade de infiltração e uma parte da chuva não penetra no solo, gerando escoamento superficial.

Salassier et. al. (2006) indica que a velocidade de infiltração (VI) depende diretamente da textura e da estrutura dos solos, sendo que em solos arenosos ou argiloso com partículas bem agregadas, em razão de sua maior percentagem de poros grandes têm-se maiores velocidades de infiltração.

Para um mesmo tipo de solo, a VI varia com a percentagem de umidade do solo, na época de irrigação; a temperatura do solo, a porosidade do solo; a existência de camada mesmos permeável ao longo do perfil; e cobertura vegetal; entre outros fatores (SALASSIER et. al., 2006).

O SWMM permite selecionar três modelos de infiltração e por ser a ferramenta base para a análise da solução proposta, serão de interesse para esse trabalho. Para a modelagem contudo será utilizado o método de Horton, uma vez que o ensaio de infiltrômetro com anéis concêntricos será utilizado para a validação da equação.

2.5.3.1. Método de Horton

Recebe este nome em homenagem a Robert Elmer Horton, que a propôs empiricamente com base em observações durante as chuvas, e que também é resultante de ensaio com anéis concêntricos (COLLISCHONN, 2013).

É um modelo matemático que se baseia em observações empíricas, mostrando que a infiltração decresce exponencialmente desde um valor inicial máximo até um certo valor mínimo ao longo do evento da chuva (ROSSMANN, 2010). A equação 5 do modelo é dada a seguir:

Equação 5: Equação de Horton.

$$f = f_c + (f_0 - f_c) * e^{-\beta t} \quad (05)$$

Onde: “f” é a capacidade de infiltração num instante qualquer (mm/h); “fc” é a capacidade de infiltração em condição de saturação (mm/h); “f0” é a capacidade de infiltração quando o solo está seco (mm/h); “t” é o tempo (horas); e “β” é um parâmetro que deve ser determinando a partir de condições no campo (1/hora).

Sabe-se que a equação de Horton (equação 5) é uma função exponencial assintótica ao valor “fc”. Em solos argilosos, por sua vez, o valor de “fc” é mais baixo, o que resulta em uma capacidade de infiltração menor para chuvas de duração mais longa (COLLISCHONN, 2013).

Os parâmetros de entrada, necessários para este método, são as taxas de infiltração máxima e mínima, o coeficiente de decaimento que descreve o quanto a infiltração decresce rapidamente ao longo do tempo e o tempo necessário para secar totalmente um solo completamente saturado (ROSSMANN, 2010).

2.5.3.2. Método Grenn-Ampt

Para modelar o fenômeno da infiltração este método assume a existência de uma frente de umedecimento na coluna de solo, separando uma camada do solo com a umidade inicial de outra camada situada na parte superior onde o solo é saturado (ROSSMANN, 2010).

Essa equação é baseada numa visão simplificada do processo de infiltração de água no solo e pode ser analisada considerando válida uma aproximação por diferenças finitas da Lei de Darcy, aplicada desde a superfície do solo até a frente de molhamento (COLLISCHONN, 2013).

Os parâmetros necessários são o valor do déficit inicial de umidade do solo, a condutividade hidráulica do solo e o potencial matricial na frente de umedecimento (ROSSMANN, 2010).

2.5.3.3. Método Soil Conservation Service (SCS)

Método muito usado para o cálculo de vazões de projeto, ele foi desenvolvido pelo Soil Conservation Service (USDA, EUA). Apresenta a vantagem de dispor de grande quantidade de trabalhos relativos ao ajuste de seu principal parâmetro, denominado Curve Number (CN), ou curva número em português. A desvantagem do método também reside na falta de uma base física mais consistente para representação da infiltração (MIGUEZ, 2016).

Com esse parâmetro determinado, é possível obter-se o valor de S, que é a máxima diferença potencial entre a chuva acumulada, e a chuva efetiva, também acumulada no início do evento chuvoso.

Equação 6: Parâmetro “S” para a máxima diferença de potencial entre a precipitação acumulada e efetiva - método SCS.

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (06)$$

Onde “S” é o armazenamento máximo de água na camada superficial do solo (mm).

Considera-se que a capacidade total de infiltração do solo pode ser obtida da tabela de Curva-Número (CN).

Por sua vez, a equação para a precipitação efetiva pelo método SCS é dada pela equação 7 a seguir.

Equação 7: Precipitação efetiva - método SCS.

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a + S)} \quad (07)$$

Para o cálculo do valor da lâmina de abstração inicial, que fisicamente significa a parcela de chuva que ocorre antes do início do escoamento superficial, utiliza-se a equação 8 a seguir.

Equação 8: Valor da lâmina de abstração inicial - método SCS.

$$I_a = K * S \quad (08)$$

Onde “ I_a ” é a lâmina de abstração inicial (mm), “k” é o percentual de “S” definido como abstração inicial.

Os parâmetros de entrada para este método são o número CN e o tempo que leva um solo saturado para secar completamente (ROSSMANN, 2010).

O SWMM também permite ajustar a taxa de recuperação de infiltração a um valor fixo, em uma base mensal, para contabilizar a variação sazonal da taxa de evaporação dos níveis das águas subterrâneas. Este modo operacional, opcional e mensal, é especificado com os dados de evaporação do projeto (ROSSMANN, 2010).

2.5.4. Modelos de transporte hidráulico

Os sistemas de escoamento podem ter diferentes características, predominando em cada caso um ou mais efeitos sobre o fluxo. Chow 1959, apud TUCCI, 2001, classificou os modelos de escoamento em hidrológicos e hidráulicos. No primeiro grupo estão os modelos que consideram somente o efeito do armazenamento no escoamento, desprezando a formulação dos efeitos da equação de quantidade de movimento.

Os estudos relativos aos transitórios hidráulicos em escoamentos livres se baseiam na equação da continuidade (conservação da massa) e a equação dinâmica (quantidade de movimento) que são consideradas Leis Básicas da Mecânica. (COSTA, 2013).

Para o princípio da conservação de massa, Miguez (2016) resume que, o balanço de massa consiste em considerar a variação de massa dentro do volume de controle num dado intervalo de tempo, como resultado da massa que entra nesse volume, menos a que sai.

As equações resultantes das aplicações dos princípios fundamentais de conservação de massa e de quantidade de movimento configuram um sistema de duas equações, derivadas parciais, não lineares, sem solução analítica. A solução do sistema completo requer o uso de ferramentas de modelagem matemática (MIGUEZ, 2006)

Características hidráulicas como altura d'água, área molhada, raio hidráulico podem variar no espaço e no tempo. Assim, o escoamento pode ter por parâmetros de variabilidade o espaço e tempo, sendo dividido em permanente e não permanente (ou variável) como critério comparativo tempo e uniforme e variado no critério espaço (COSTA, 2013).

Tabela 1: Resumo das características dos modelos de escoamento.

	distribuído	efeito de jusante	termos de pressão	termos de inércia	dados físicos
Armazenamento	não	não	não	não	não
Onda cinemática	sim	não	não	não	opcional
Difusão	sim	sim	sim	não	opcional
Hidrodinâmico	sim	sim	sim	sim	sim

Fonte: TUCCI, 2001.

2.5.5. Modelo de armazenamento

Segundo TUCCI (2001), esse modelo de escoamento faz uso das equações da continuidade concentrada e uma relação entre o armazenamento e a vazão de saída e entrada do trecho. A equação da continuidade é transformada, desprezando-se a variação longitudinal da vazão e da área ao longo do trecho.

As variáveis ficam sendo o Armazenamento (S), a vazão de entrada (I) e a vazão de saída no trecho (Q) e são equacionadas na equação 9.

Equação 9: Equação do escoamento por armazenamento.

$$\frac{dS}{dt} = I - Q \quad (09)$$

2.5.6. Modelo de onda constante

O escoamento é permanente se a velocidade do local em um ponto qualquer da corrente permanecer invariável no tempo em módulo e direção, deste modo os demais parâmetros hidráulicos como profundidade, vazão, área molhada têm valores constantes em uma mesma seção transversal. O escoamento uniforme é aquele no qual a velocidade média é constante (COSTA, 2013).

As expressões mais comumente utilizadas para representação do escoamento uniforme são as fórmulas de Chézy (equação 10) e de Manning (equação 11), ambas expressões desenvolvidas de forma empírica (MIGUEZ, 2016).

Equação 10: Equação de Chézy para o escoamento livre.

$$Q = C * A * \sqrt{R * S_0} \quad (10)$$

Onde “Q” é a vazão; “C” é coeficiente de Chézy, “A” é a área molhada da seção transversal, “R” é o raio hidráulico e “S₀” é a declividade do fundo.

Equação 11: Equação de Manning para o escoamento uniforme.

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{2/3} * S_0^{1/2} \quad (11)$$

Onde “Q” é a vazão; “n” é o coeficiente de Manning, “A” é a área molhada da seção transversal, “R” é o raio hidráulico e “S₀” é a declividade do fundo.

Desta forma, o modelo simplesmente transfere o hidrograma de entrada no nó de montante do conduto para o nó de jusante, sem atraso ou mudança na sua forma (ROSSMANN, 2010).

2.5.7. Modelo de onda cinemática

Este modelo de transporte hidráulico resolve a equação da continuidade junto com uma forma simplificada da equação da quantidade de movimento em cada um dos condutos. Ele requer que a declividade da superfície livre da água seja igual à declividade do fundo do conduto (ROSSMANN, 2010). Desse modo, a força de atrito e da gravidade são preponderantes sobre os demais termos da equação (TUCCI, 2001).

Dessa maneira, os modelos que utilizam a equação da continuidade e a equação quantidade de movimento, desprezando-se os termos de pressão e de inércia, são ditos modelos onda cinemática (TUCCI, 2001).

Equação 12: Onda cinemática - Simplificações das equações de escoamento

$$Q = CA \sqrt{R \left(S_0 - \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \right)} \quad (12)$$

The diagram shows three brackets under the equation:

- A bracket under S_0 and the first two terms ($-\frac{\partial y}{\partial x}$ and $-\frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x}$) is labeled "onda cinem."
- A bracket under the first two terms is labeled "difusão".
- A bracket under the entire term in parentheses ($R \left(S_0 - \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \right)$) is labeled "hidrodinâmico".

Onde “C” é o coeficiente de Chézy e “R” é o raio hidráulico.

O modelo da onda cinemática permite que a vazão e a área variem no espaço e no tempo no interior do conduto. Isto pode resultar em amortecimento e defasagem nos hidrogramas de saída com respeito aos hidrogramas de entrada nos condutos (ROSSMANN, 2010).

Segundo Tucci (2001), os efeitos simulados são somente de montante e não pode ser utilizado para simular escoamento com influência de jusante, que ocorre em rios e canais próximos a lagos, oceanos, estuários e nos pequenos afluentes de rios maiores.

O amortecimento simulado neste modelo é devido ao armazenamento, não ocorre amortecimento devido a efeitos dinâmicos (TUCCI, 2001).

2.5.8. Modelo hidrodinâmico

A equação dinâmica representa o princípio da conservação da quantidade de movimento e pode ser obtida pela aplicação da Segunda Lei de Newton, pois a variação da quantidade de movimento no tempo, dada pela sua derivada, tem dimensão de força (MIGUEZ, 2016).

O modelo hidrodinâmico ou de onda dinâmica é composta pelas equações de Saint-Venant. As equações formam um conjunto de equações diferenciais parciais do tipo hiperbólico, admitindo soluções analíticas somente em problemas simplificados, porém, há situações físicas que não são admissíveis essas simplificações. O método numérico utilizado na

resolução das equações de Saint-Venant dentro do software SWMM é o método das diferenças finitas. (COSTA, 2013).

Os modelos hidrodinâmicos utilizam as equações de escoamento e não desprezam nenhum termo da equação de quantidade de movimento. Este tipo de modelo requer soluções numéricas das equações diferenciais que necessitam maior quantidade de dados que os modelos de onda cinemática. As vantagens deste tipo de modelos é a maior precisão e representação física do escoamento (TUCCI, 2001).

Equação 13: Equações do escoamento ou Equações de Saint Vénant

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + g A \frac{\partial y}{\partial x} = g A S_o - g A S_f \quad (13)$$

inércia
pressão
gravidade
atrito

Trata-se do método de resolução adequado para sistemas em que são importantes os fenômenos de ressalto hidráulico e remanso, originados por controles a jusante ou pela presença de elementos de regulação tais como orifícios e vertedores (ROSSMANN, 2010).

3. METODOLOGIA

O presente trabalho propôs-se a idealizar soluções para os problemas de drenagem no campus Marco Zero da Universidade Federal do Amapá, localizado em Macapá, aplicando drenagem convencional assim como soluções sustentáveis.

Para isso, foi necessário conceber um traçado mínimo de drenagem convencional que a universidade ainda não possui e posteriormente intervir com a implantação de uma bacia de retenção. O ponto de lançamento considerado encontra-se fora do campus respeitando a drenagem natural para região. Contudo, atualmente a região está ocupada por palafitas.

A idealização da solução proposta baseou-se, principalmente, no levantamento de imagens obtidos pelo projeto de extensão PDPCMZ. As imagens geoprocessadas pelo veículo aéreo não tripulado (VANT) do modelo Mavic 2 Pro foram utilizadas para a obtenção de curvas de nível e as demais informações relativas a áreas e perímetros dos pontos estudados dentro da universidade.

Esses tratamentos de dados foram obtidos através da utilização dos softwares Agisoft Metashape e Qgis.

Para a utilização dos dados pluviométricos, foram tratados os dados da estação pluviométrica automática A249, localizada a cerca de 4,5 km de distância em linha reta da universidade; estação pluviométrica da obra do Hospital Universitário (EHU) localizada dentro da universidade; e através da curva IDF da estação hidrometeorológica São Francisco.

Para a modelagem-hidrológico fez-se o uso do software Storm Water Management Model 5.2 (SWMM), ferramenta de grande valia para a simulação de drenagem urbana.

Com o intuito de realizar uma simulação ainda mais precisa, foi realizado ensaio de campo para a verificação da permeabilidade do solo assim como a análise de relatórios de sondagens para a verificação da estratigrafia do solo pelo campus.

E para finalizar, comparou-se os resultados dos modelo hidráulico-hidrológico com as equações teóricas do Método Racional para determinar a vazão de pico da bacia e com as equações do método do hidrograma racional e método da Simplificação de Urbanas e Glidden para determinação prévia do volume de armazenamento das bacias de retenção.

3.1. GEOPROCESSAMENTO DAS IMAGENS

Para a obtenção e definição da bacia hidrográfica do campus Marco Zero utilizou-se a base de dados fotográfica do projeto de extensão Plano Diretor Participativo Campus Marco Zero (PDPCMZ).

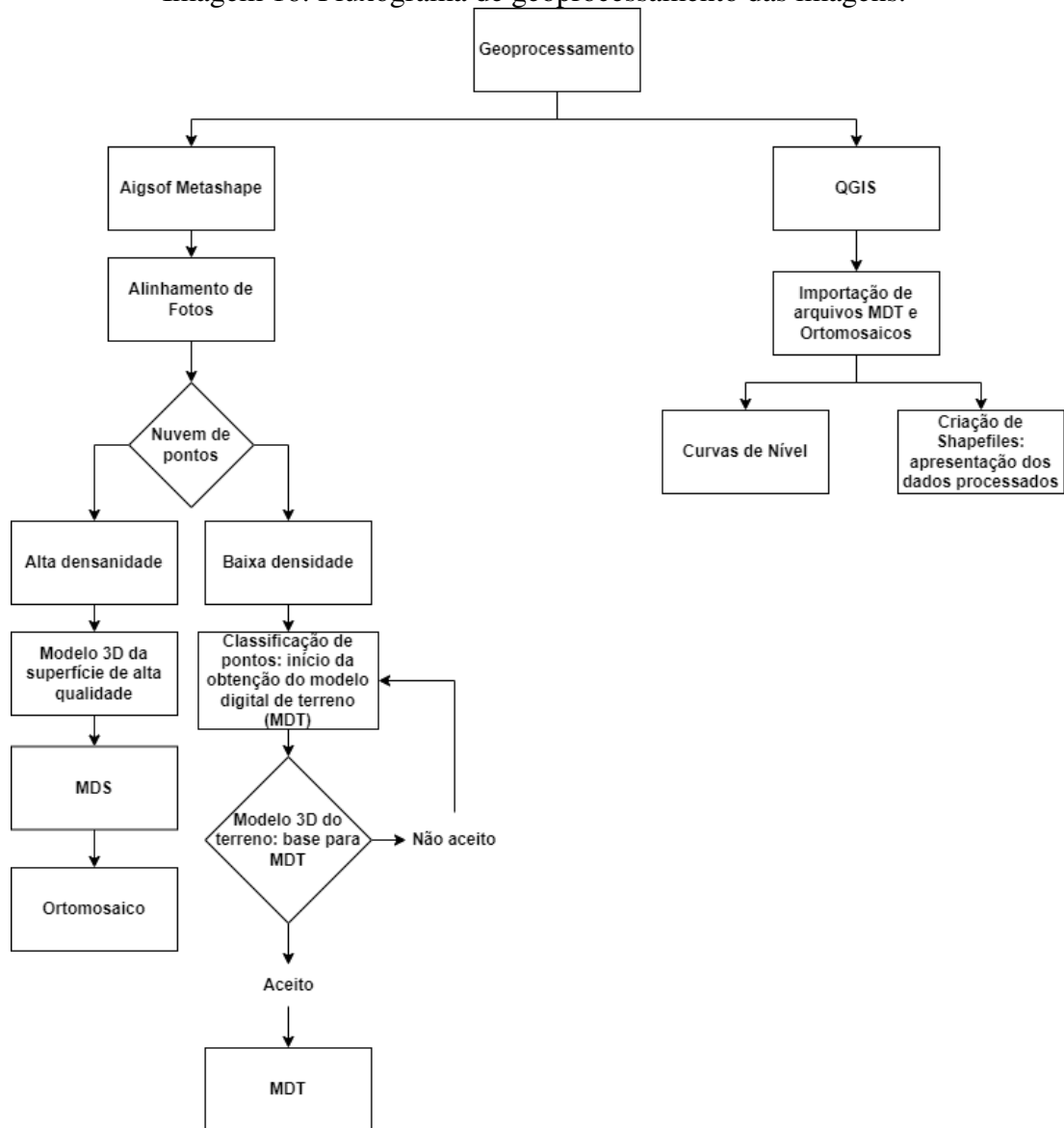
Para o tratamento das imagens fez-se o uso do software Agisoft Metashape, no qual é possível gerar ortofotos por regiões do campus. A estratégia de gerar fotos por regiões do campus, iniciou-se no levantamento de campo, visto que a ferramenta utilizada apresentava limitação de eficiência de bateria na ordem de 30min, tempo insuficiente para o mapeamento do campus com a devida qualidade, além de questões de esforços computacionais na etapa de tratamento dos registros.

Com a ferramenta Agisoft Metashape criou-se os modelos digitais de terreno (MDT), modelos digitais que representam as altitudes da superfície topográfica, desconsiderando as alturas dos elementos geográficos existentes sobre ela, como cobertura vegetal e edificações (IBGE, 2019). Só então, a partir do modelo gerado, foi possível obter as curvas de nível do campus como é mostrado na imagem 21 do item 3.2.2 – Curvas de Nível da Bacia Campus Marco zero.

Os arquivos gerados pelo software Metashape são da extensão tipo “psx”. A partir do modelo digital do terreno gerado, fez-se o uso da plataforma também de geoprocessamento QGIS. Optou-se pela ferramenta por ser uma plataforma gratuita e de código aberto apresentou maiores facilidades de desenvolvimento para o avanço das análises do trabalho.

O fluxograma da imagem 16 a seguir explica as duas linhas de processamento que foram feitas para a obtenção do geoprocessamento realizado com o auxílio dos softwares Agisoft Metashape e QGIS.

Imagem 16: Fluxograma de geoprocessamento das imagens.



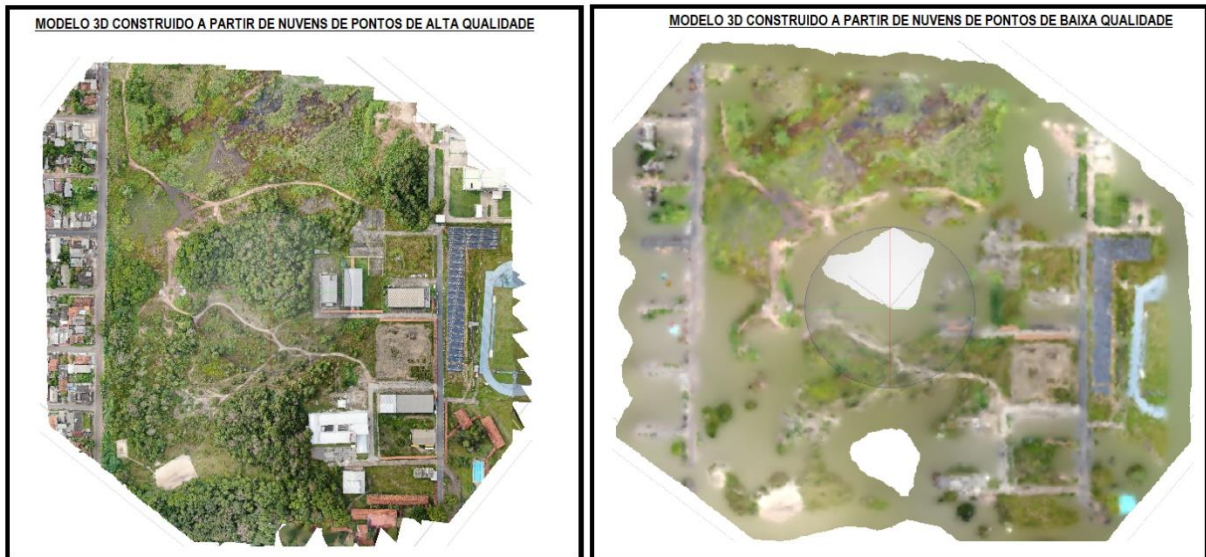
Fonte: Autor, 2022.

Percebe-se, portanto, que para efeitos de apresentação de imagens optou-se para nuvens densa de pontos de alta qualidade enquanto para a elaboração de curvas de nível optou-se por nuvens densa de pontos de baixa qualidade.

Isso ocorreu por dois motivos principais: o primeiro deve-se ao esforço computacional exigido, fator preponderante para o objetivo em questão, pois a fim de se obter o modelo 3D aceitável de terreno (MDT), é preciso simular por algumas tentativas, logo quanto maior a qualidade da nuvem de pontos, mais demorado é o processo; como segunda justificativa, tem-se o fato de que para efeitos de cartografia, os resultados obtidos com as curvas de nível em baixa qualidade de processamento já atende a qualidade da curva de nível pretendida.

Na imagem 17 a seguir é possível evidenciar a diferença de um modelo 3D de terreno gerado a partir de uma alta qualidade de nuvem de pontos densa e a partir de uma baixa qualidade de nuvem de pontos densa.

Imagem 17: Comparação entre modelos 3D's gerados a partir de nuvem de pontos densa de alta e baixa qualidade.



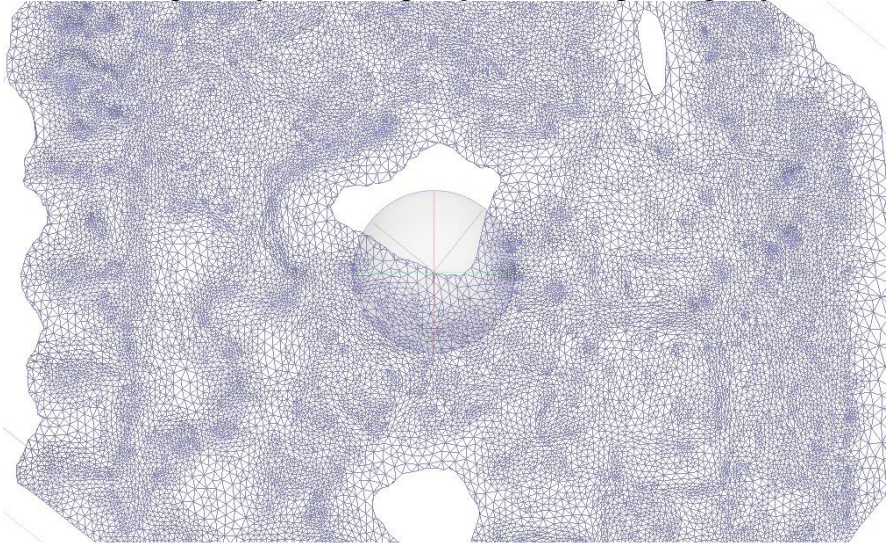
Fonte: Autor, 2022.

Salienta-se que, as imagens acima são comparadas o modelo 3D tanto de superfície (alta qualidade) quanto do terreno (baixa qualidade) com classificação de pontos, e por esse motivo, no modelo 3D do terreno, prédios e vegetações que não se enquadram na classificação dos pontos que pertencem ao solo, são desconsiderados e posteriormente interpolados pelo software.

A representação vetorial consiste em interpolar os dados obtidos através da nuvem de pontos pela equação matemática que mais se adequar ao objetivo. O método adotado nesse trabalho consistiu em utilizar a malha ou grades triangulares ou ainda triangular irregular network (TIN).

As malhas triangulares são uma estrutura do tipo vetorial que representam uma superfície através de um conjunto de faces triangulares irregulares, no qual para cada um dos três vértices são armazenadas as coordenadas de localização (x, y) e o atributo z, com o valor de elevação ou altitude (IBGE 2019). O modelo obtido pode ser visualizado na imagem a seguir.

Imagem 18: Exemplificação da interpolação adotada para a geração dos MDT's.

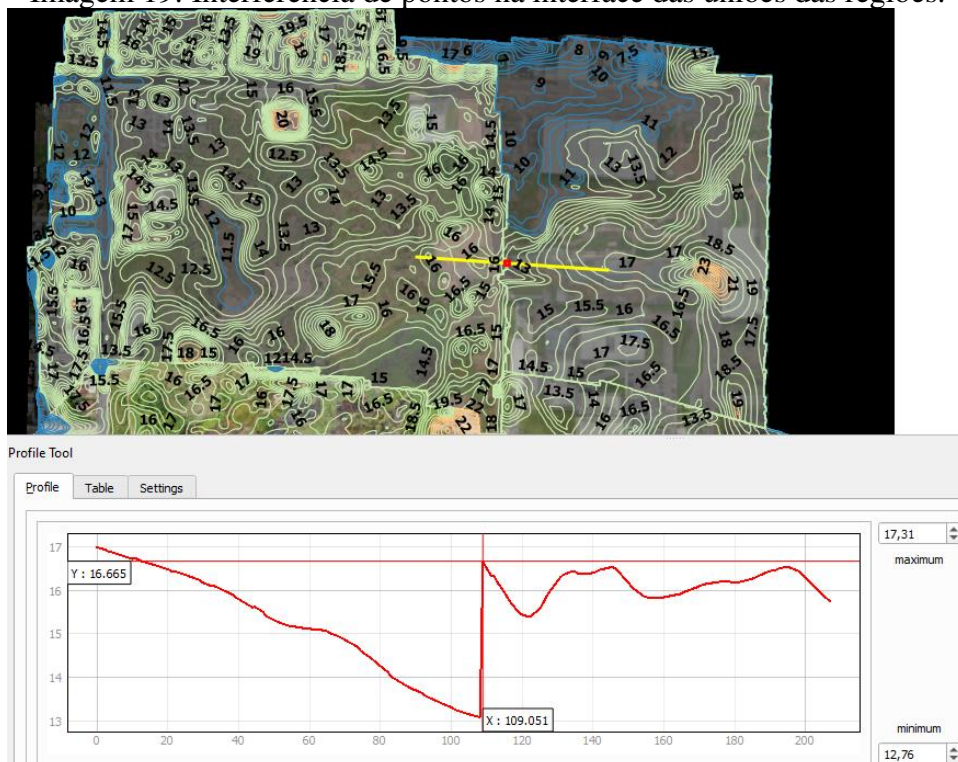


Fonte: Autor, 2022.

A imagem 18 acima exemplifica o nível da densidade das malhas triangulares obtidas pela interpolação dos dados obtidos pelo mapeamento aéreo realizado no campus e agregam elevada qualidade e confiabilidade nos dados obtidos.

A divisão, contudo, dos modelos por região resultou numa leve interferência quanto a curva de nível, visto que na interface da união de uma região com outro, foi possível identificar uma interferência nos pontos como mostra a imagem 19 a seguir, porém em nada interferiu no resultado pretendido por este trabalho.

Imagem 19: Interferência de pontos na interface das uniões das regiões.



Fonte: Autor, 2022.

Percebe-se que na interface da junção entre os dois modelos, há uma descontinuidade abrupta nos pontos, como se pode observar no ponto 115m no eixo x do gráfico do perfil do solo. Essa análise foi possível devido a ferramenta disponível do QGIS denominada “profile tool” e está presente no gerenciador de complementos a instalar do software.

3.2. A ÁREA DE ESTUDO: CARACTERÍSTICAS DA BACIA

3.2.1. Uso e ocupação do solo

O uso e ocupação, assim como o tipo de solo, é um parâmetro importante para a caracterização do escoamento superficial da área de estudo. A definição desses parâmetros permite a utilização para diferentes metodologias de cálculo.

Para esse trabalho, os parâmetros foram utilizados para definir os coeficientes de Manning para as regiões permeáveis e impermeáveis. Além disso, para a definição do coeficiente de escoamento “C”.

A parametrização do solo também possibilita a definição do valor de CN, conforme abordado no item 2.5.4 – Modelos de Infiltração, quanto ao modelo do SCS. Valores comumente tabelados por diferentes literaturas, até mesmo pelo manual do usuário do SWMM, possibilitam especificar cada tipo de uso e ocupação do solo para as sub bacias modeladas. Contudo, para este trabalho, fez o uso do método de Horton, baseado no ensaio de campo de infiltração conforme abordado no item 3.1 Ensaio de Infiltração no solo.

As tabelas 2 e 3 a seguir apresentam o uso e ocupação do solo do campus Marco Zero para dois cenários diferentes, sendo eles: o atual uso e ocupação solo (imagem 1) e a proposta de intervenção do uso e ocupação do solo. A parametrização resultou em diferentes simulações quanto a drenagem, como é explicado no item 3.4 – Simulações dos eventos.

Tabela 2: Uso e Ocupação do solo do campus Marco Zero cenário atual.

Uso e Ocupação	Área (m ²)	Percentual	Resumo Ocupação
Área Verde	429.398,36	48,89%	73,10%
Vegetação Alta e Densa	212.552,14	24,20%	
Prédios existentes campus	132.275,21	15,06%	26,90%
Pavimento intertravado	32.737,08	3,73%	
Pavimento Concreto	15.320,08	1,74%	
Pavimento Flexível	13.993,72	1,59%	
Passarelas Cobertas	8.268,71	0,94%	
Edificações Entorno	33.666,49	3,83%	
Totais	878.211,79	100%	100%

Fonte: Autor, 2022.

Sabe-se que um projeto de um sistema de drenagem é altamente influenciado pela urbanização, torna-se importante que os planos de desenvolvimento urbano sejam integrados com ele. Caso contrário, especialmente a longo prazo, existem grandes possibilidades de o sistema não apresentar eficiência para os objetivos propostos (MIGUEZ, 2016).

Dessa maneira, para simular e analisar contribuições futuras, foi necessário propor uma intervenção de uso e ocupação no campus Marco Zero conforme apresentado na imagem 20 a seguir e quantificado na tabela 3.

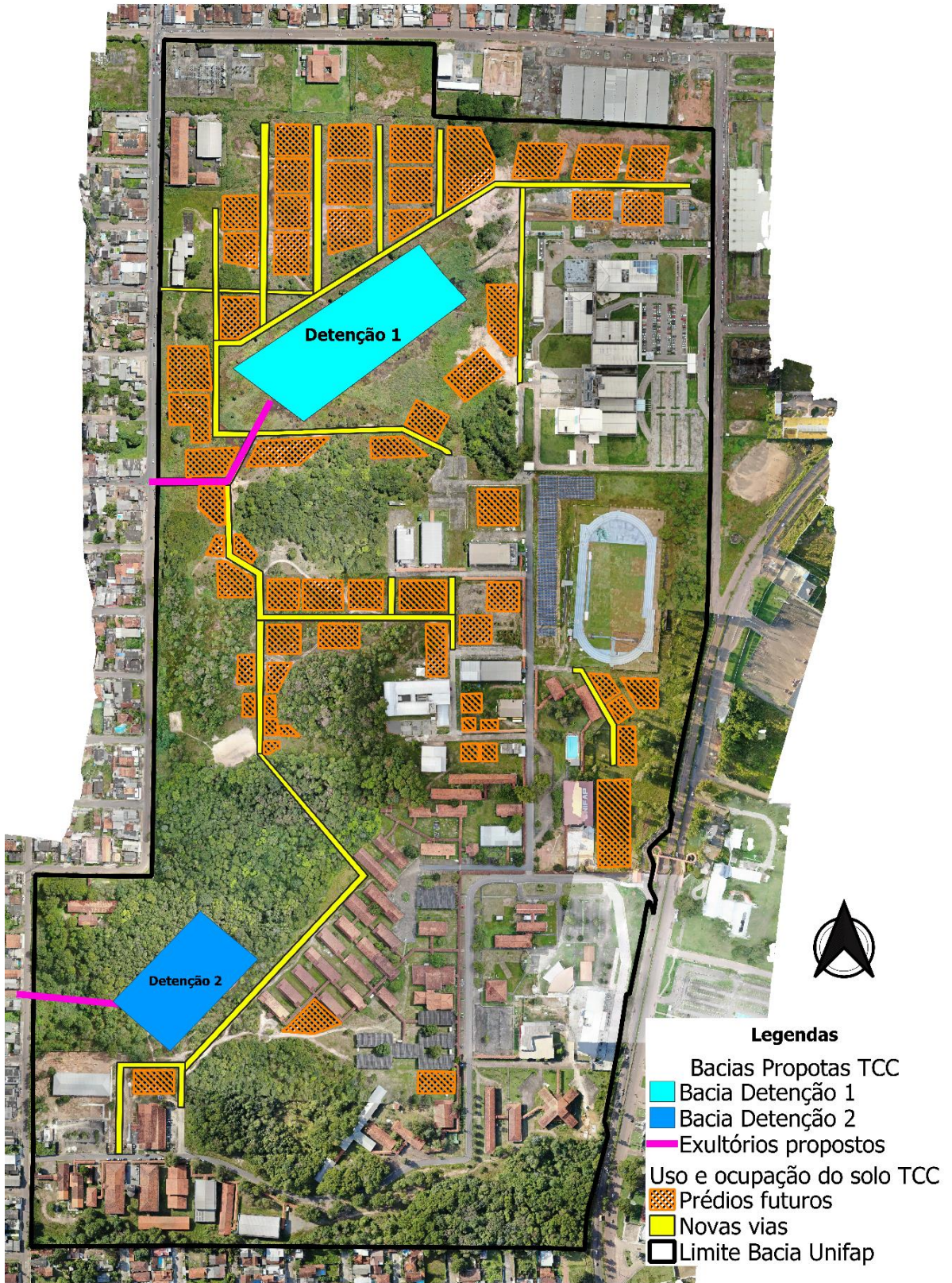
Tabela 3: Uso e ocupação do solo campus Marco Zero cenário da intervenção proposta.

Uso e Ocupação	Área (m²)	Percentual	Resumo Ocupação
Área Verde	294.851,88	33,57%	56,31%
Vegetação Alta e Densa	199.634,55	22,73%	
Prédios existentes campus	132.275,21	15,06%	39,63%
Prédios futuros	84.165,14	9,58%	
Pavimento intertravado	32.737,08	3,73%	
Novas vias (Pav. Intertravado)	27.622,96	3,15%	
Pavimento Concreto	15.320,08	1,74%	
Pavimento Flexível	13.993,72	1,59%	
Passarelas Cobertas	8.268,71	0,94%	
Edificações Entorno	33.666,49	3,83%	4,06%
Bacia de Detenção 1	22.758,38	2,59%	
Bacia de Detenção 2	12.917,59	1,47%	
Totais	878.211,79	100%	100%

Fonte: Autor, 2022.

Percebe-se que a intervenção proposta foi de apenas 13,79%, dos quais 4,06% são para as Detenções 1 e 2. Optou-se, por não avançar nas áreas de vegetação alta e densa a fim de preservar, buscando o mesmo conceito do campus Belém da UFPA, como apresentado no item 1.1 – O Contexto da Universidade.

Imagem 20: Intervenção Proposta para uso e ocupação do solo campus Marco Zero.



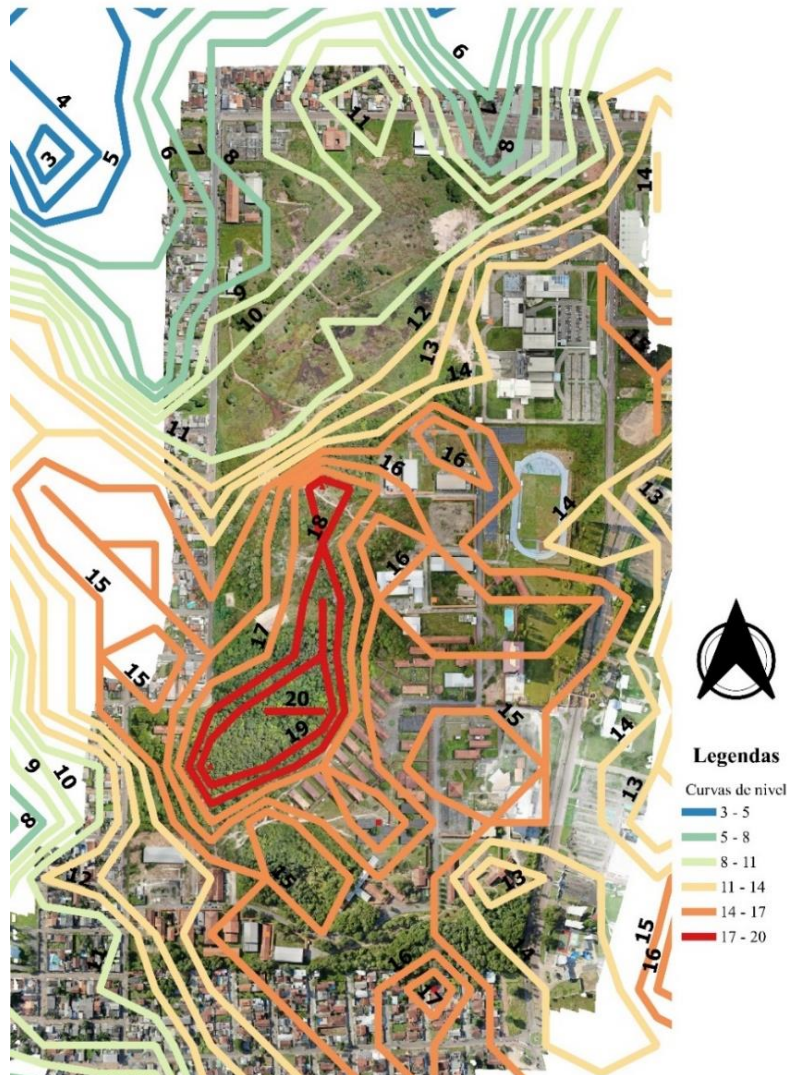
Fonte: Autor, 2022.

qualidade da imagem do levantamento; diferentes horários e climas para levantamento; e posterior tratamento das imagens, as curvas de níveis acabaram por apresentar consideráveis discrepâncias de cotas na interface entre regiões como dito no item 3.1 – Geoprocessamento das imagens.

Além disso, é possível identificar que uma pequena região sudeste (imagem 21) não apresenta curvas de nível. As curvas para essa zona foram desconsideradas, pois geravam pontos não condizente com a realidade local. Isso deve-se ao fato da baixa qualidade de imagem obtida pelo voo no momento.

À título de comparação, optou-se por analisar também um modelo digital de terreno disponível no banco de dados da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA). O resultado obtido através do tratamento no QGIS é apresentado na imagem 22.

Imagem 22: Curvas de nível do campus Marco Zero base de dados Embrapa.



Fonte: Autor, 2022.

3.3. RELATÓRIOS DE SONDAgens SPT DO CAMPUS MARCO ZERO

Foi possível analisar a estratigrafia do solo do campus Marco Zero através dos laudos de sondagens disponíveis de algumas edificações existentes e futuras no campus obtidas através do Plano Diretor Participativo através do acervo do Prof. Me. em Geotecnia Luís Rambo.

Todos os laudos de sondagens foram executados conforme o ensaio Standart Penetration Test (SPT), cuja principal característica consiste na identificação do solo através da coleta de amostras. Dessa maneira, foi possível fazer uma primeira avaliação do solo e definir premissas.

A definição de solo depende essencialmente do enfoque dado, ou seja, do olhar que se tem da sua utilização, do estudo a ser realizado. No geral é um produto do intemperismo sobre um material de origem, cuja sua transformação se desenvolver em um determinado relevo, clima, bioma e ao longo de um tempo. Dessa maneira pode-se afirmar que o solo serve para dar sustentação às plantas, age como armazenador de água e é um filtro natural de poluentes, além de ser um meio de vida para o homem para as mais diversas necessidades (EMBRAPA, 2018).

Em um total de 70 furos de sondagens coletados a partir de 11 laudos de sondagem, constatou-se a presença predominantemente dos solos para as respectivas camadas conforme tabela 4 a seguir, sendo possível identificar o nível da água somente em um dos laudos.

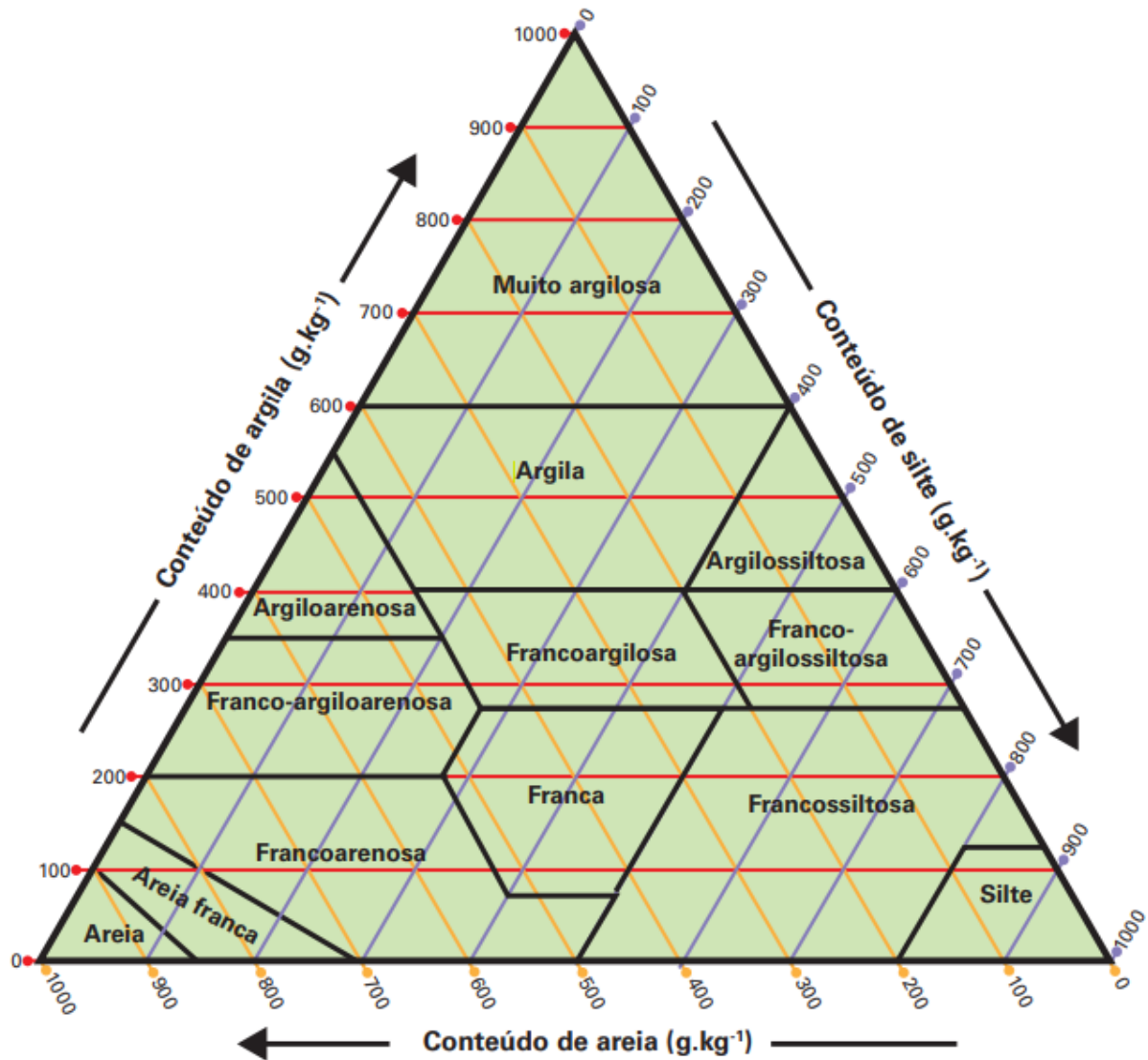
Tabela 4: Estratificação predominante do solo conforme laudos de sondagem.

Camada	Profundidade (m)	Solo predominante
1	0 - 1,5	Areno Argiloso com material orgânico cinza escuro
2	1,5 - 3,4	Silte Arenoso Argiloso cor amarelado
3	3 - 7	Silte Arenoso Argiloso e Argila silto arenosa
4	7 - 14	Silte Arenoso Argiloso e Argila silto arenosa

Fonte: Autor, 2022.

De acordo com os conteúdos de areia, silte e argila, são caracterizadas as seguintes classes de textura: areia, silte, argila, areia franca, franca, franco-argiloarenosa, francoargilosa, francoarenosa, argiloarenosa, muito argilosa, argilossiltosa, franco-argilossiltosa e francossiltosa (IBGE, 2015).

Gráfico 3: Guia para grupamento de classes de textura.



Segundo IBGE (2015), a classe textural do solo com quantidades equivalentes das três frações é denominada franco-argila, sendo o equilíbrio quantitativo expresso pelo termo franco, seguido pelo termo argiloso em razão da preponderância das características desta fração em relação às demais.

De acordo com EMBRAPA (2018), a textura do solo pode ser classificada em:

- “Textura arenosa – material que compreende as classes texturais areia e areia franca, ou seja, teor de areia menos teor de argila > 700 g kg⁻¹;
- Textura média – material com menos de 350 g kg⁻¹ de argila e mais de 150 g kg⁻¹ de areia, excluídas as classes texturais areia e areia franca;
- Textura argilosa – material com conteúdo de argila entre 350 g kg⁻¹ e 600 g kg⁻¹;
- Textura muito argilosa – material com conteúdo de argila superior a 600 g kg⁻¹;
- Textura siltosa – material com menos de 350 g kg⁻¹ de argila e menos de 150 g kg⁻¹ de areia.”

Entende-se, por sua vez, que o solo do campus representado pela predominância da tabela 4 anteriormente apresentada, em concordância com o que diz EMBRAPA (2018), pode

ser considerado como um solo bem drenado, no qual a água é removida do solo com facilidade, porém não rapidamente; os solos desta classe de drenagem comumente apresentam textura média ou argilosa, não ocorrendo normalmente mosqueados devido a processos de oxidação e redução.

Os Argissolos são de profundidade variável, desde forte a imperfeitamente drenados, de cores avermelhadas ou amareladas e mais raramente brunadas ou acinzentadas. A textura varia de arenosa a argilosa no horizonte A e de média a muito argilosa no horizonte Bt, sempre havendo aumento de argila daquele para este, EMBRAPA 2018.

Mais sobre as classes de drenagem podem ser consultados no manual EMBRAPA (2018), as classes adotadas são: excessivamente drenado, fortemente drenado, acentuadamente drenado, bem drenado, moderadamente drenado, imperfeitamente drenado, mal drenado e muito mal drenado.

A determinação do tipo de solo influencia diretamente na escolha dos valores a serem adotado no parâmetro da Curva Número (CN), caso fosse optado por determinar a capacidade de escoamento superficial do terreno, desenvolvido pelo United States Department of Agriculture - Soil Conservation Service (SCS) indicado para grandes bacias.

3.4. ENSAIO DE INFILTRAÇÃO DO SOLO

A compreensão dos fenômenos hidrológicos, de como a água se movimenta na natureza, é um elemento fundamental em inúmeras aplicações de engenharia e, em particular, para o projeto de drenagem. O processo de transformação da chuva em vazão fornece a informação básica para o dimensionamento das redes de drenagem (MIGUEZ, 2016).

Dentre os fenômenos hidrológicos que se manifestam no processo de geração de cheias urbanas, a infiltração aparece como a parcela hidrológica mais importante na determinação final dos volumes d'água disponíveis para o escoamento superficial (MIGUEZ, 2016).

Como forma de quantificar as premissas adotadas a partir da análise dos dados da sondagem, partiu-se para o campo para a realização do ensaio de velocidade de infiltração básica (VIB) através do método do infiltrômetro de anéis duplos concêntricos adotado com base na metodologia proposta pela Agência Nacional da Água (ANA).

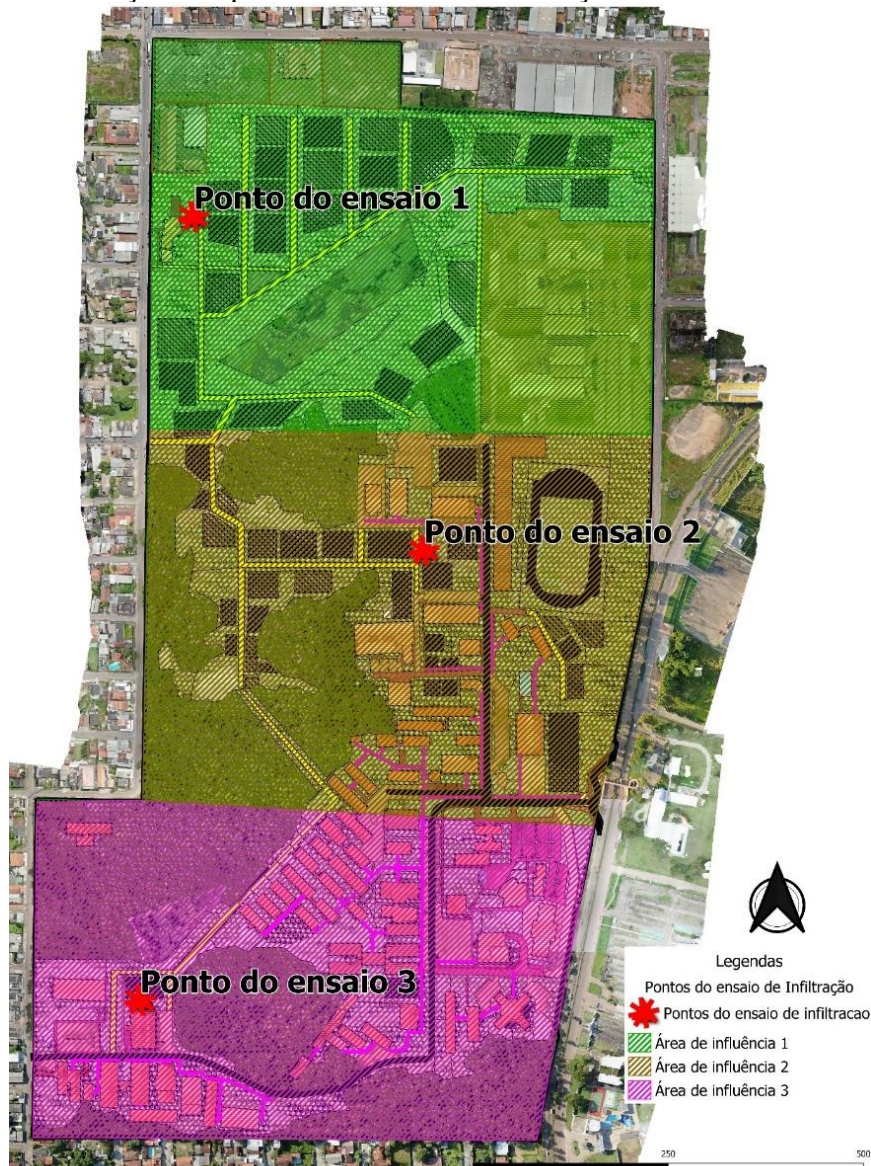
Os pontos escolhidos para análise foram os 3 pontos mais relevantes para a análise, conforme imagem 23, definidos a partir da criação das sub-bacias da rede de drenagem proposta. Sabe-se que mesmo ensaios em campos, podem estar sujeitos a incertezas, dessa maneira, é importante salientar que o teor de umidade do solo existente previamente à

determinação das curvas de infiltração potencial, podem modificar os valores obtidos nos primeiros instantes do ensaio.

O ensaio foi realizado no dia 28/05/2022, no período entre 9h e 12:30h. Esperava-se a que a realização do ensaio fosse realizada três pontos conforme imagem a seguir, contudo foram realizados apenas nos pontos 2 e 1, nesta ordem.

Foram realizados em estação chuvosa e com isso ressalta-se que na madrugada do mesmo dia de ensaio houve certa quantidade de precipitação, não se podendo afirmar valores exatos de intensidade e volume. Contudo, o certo é que, com a chegada da equipe em campo, foi possível visualizar poças de água em áreas verdes, teoricamente destinadas a infiltração de água no solo.

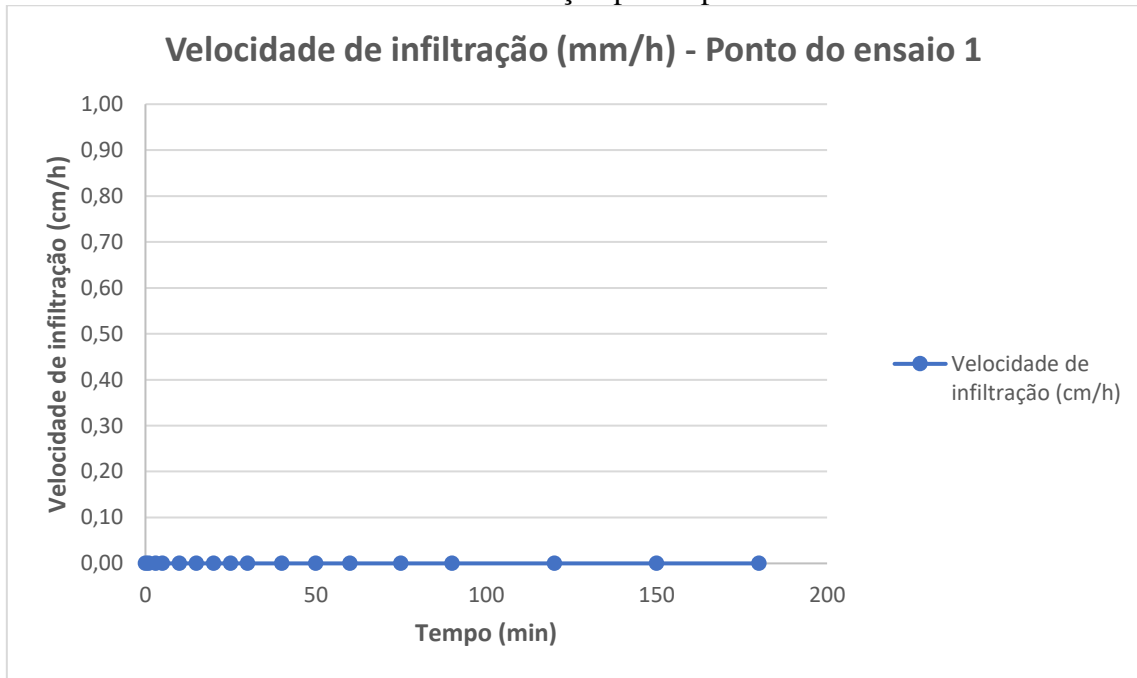
Imagem 23: Localização dos pontos de ensaio de infiltração com anéis concêntricos duplos.



Fonte: Autor, 2022.

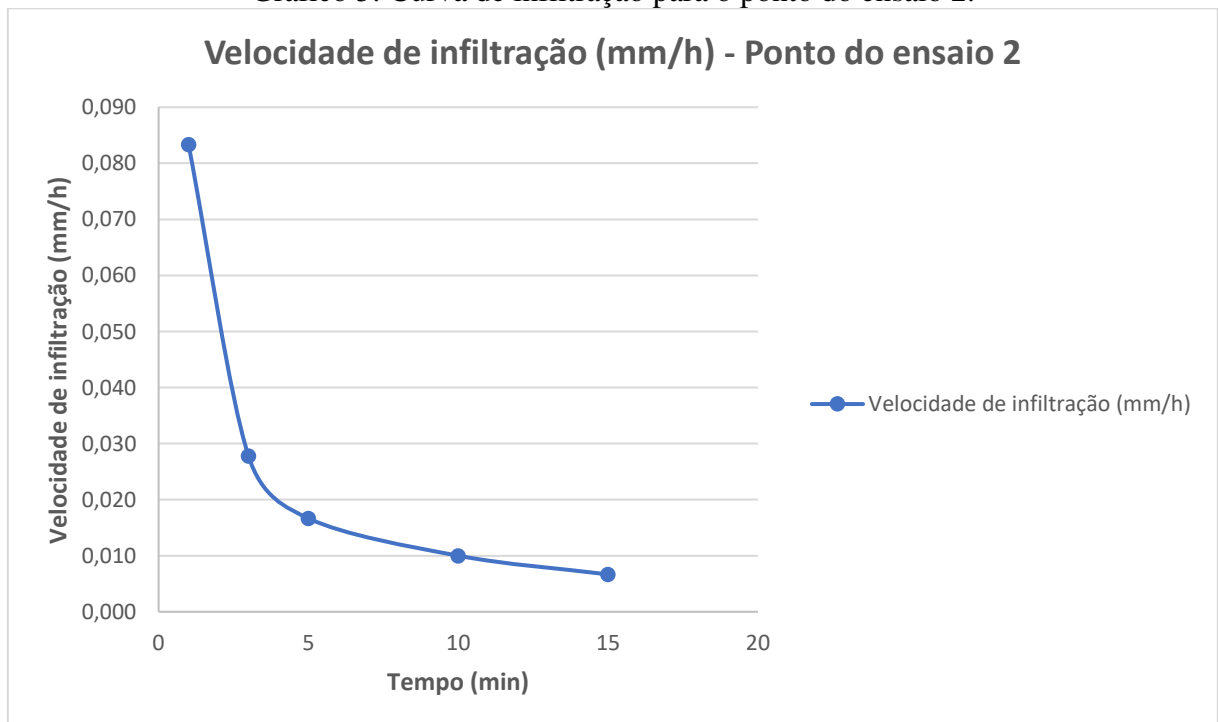
As curvas de infiltração podem ser observadas nos gráficos 4 e 5 a seguir. As tabelas com as aferições feita em campo podem ser consultadas no Anexo I (tabelas 32 e 33) assim como fotos do ensaio realizado.

Gráfico 4: Curva de infiltração para o ponto do ensaio 1.



Fonte: Autor, 2022.

Gráfico 5: Curva de infiltração para o ponto do ensaio 2.



Fonte: Autor, 2022.

Ressalta-se que antes da aferição do primeiro ensaio, ponto 2, foi realizado um ensaio teste anteriormente para simulação dos procedimentos.

No ensaio realizado no ponto 2, houve infiltração de água no primeiro intervalo de tempo e posteriormente não houve mais nenhuma aferição significativa, sendo o ensaio encerrado com 15 minutos de duração. Isso talvez tenha ocorrido devido à pré-saturação apresentada pelo solo devido a precipitação no dia anterior.

O início da realização do ponto do ensaio 1, segundo ensaio realizado em campo, foi marcada por uma precipitação rápida e passageira (7min) a com pouco volume de água.

Não foi possível realizar o ensaio no ponto três, contudo, em visita ao local, foi possível identificar visualmente a mesma semelhança do solo em relação ao solo do ensaio do ponto 2 (imagens 41 no Anexo 1).

Além da aferição das medidas de infiltração, foi possível também identificar visualmente e através da sensibilidade tátil um pouco das características dos solos, com a presença superficial de muita argila e silte juntamente como solo orgânico.

Nos solos do grupamento textural média, a plasticidade e pegajosidade determinadas pela presença de argila perdem expressão em detrimento da sensação de atrito determinada pela fração areia ou pela sedosidade por sua vez determinada pela fração silte, enquanto nos grupamentos arenosa e siltosa, prevalecem exclusivamente estas duas últimas sensações (EMBRAPA, 2018).

Salassier et. al (2006), a velocidade de infiltração nos solos diminui com o aumento do tempo de aplicação de água. Inicialmente, ela é relativamente alta, depois vai diminuindo gradativamente, até atingir um valor quase constante. Nesse ponto, em que a variação da velocidade de infiltração é muito pequena, praticamente constante, dá-se o nome de velocidade de infiltração básica.

Conforme apresentado por Salassier et. al (2006), um solo pode ser classificado segundo sua velocidade de infiltração básica (VIB) conforme a tabela 5:

Tabela 5: Classificação do solo segundo sua taxa de infiltração básica (VIB).

Velocidade de infiltração básica (VIB)	Taxa de infiltração
Solo de VIB muito alta	> 30 mm/h
Solo de VIB alta	15 - 30 mm/h
Solo de VIB média	5 - 15 mm/h
Solo de VIB baixa	< 5 mm/h

Fonte: SALASSIER et. al. (2006).

Salassier et. al (2006), apresenta também os valores de VIB em função da textura do solo conforme tabela 6 a seguir.

Tabela 6: Classificação taxa de infiltração básica (VIB) segundo a textura do solo.

Textura do solo	VIB
Arenosa	25 a 250 mm/h
Franco-arenosa	13 a 76 mm/h
Franco-arenosa-argilosa	15 a 20 mm/h
Franco-argilosa	25 a 15 mm/h

Fonte: SALASSIER et. al. (2006).

Conclui-se, portanto, que o solo do campus possui baixa permeabilidade e elevado tempo para secagem do solo superficial.

Como a infiltração possui papel considerável e tendo em vista que os ensaios foram realizados em época chuvosa, optou-se em utilizar os parâmetros típicos propostos pelo manual do usuário do SWMM, o qual estipula alguns valores representativos para os parâmetros de infiltração para o modelo de Horton de acordo com as tabelas 7 e 8.

Tabela 7: Taxa de infiltração máxima para o modelo de Horton.

Solos secos	
Arenosos	12,7 mm/h
Limosos	7,6 mm/h
Argilosos	2,5 mm/h
Solos secos com vegetação densa	
Os valores do solo seco devem ser duplicados	
Solos úmidos	
Solos drenados, mas não secos (por exemplo capacidade de campo): dividir os valores dos solos	
Solos próximos a saturação: valor perto da taxa de infiltração mínima	
Solos parcialmente secos: dividir os valores dos solos secos por 1,5 - 2,5	

Fonte: ROSSAMAN (2010).

Tabela 8: Taxa de infiltração mínima para o modelo de Horton.

Classe do solo	Condutividade hidráulica do solo saturado (K) (pol/h)	Pressão de Sucção (Ψ) (pol)	Porosidade (ϕ)	capacidade de campo (CC)	Ponto de Murcha (WP)
Areia	4,740	1,93	0,437	0,062	0,024
Areno Lemoso	1,180	2,4	0,437	0,105	0,047
Lemo Arenoso	0,430	4,33	0,453	0,19	0,085
Lemo	0,130	3,5	0,463	0,232	0,116
Lemo Franco	0,260	6,69	0,501	0,284	0,135
Lemo Arenoso Argiloso	0,060	8,66	0,398	0,244	0,136
Lemo Argiloso	0,040	8,27	0,464	0,31	0,187
Lemo Franco Argiloso	0,040	10,63	0,471	0,342	0,21
Argila Arenosa	0,020	9,45	0,43	0,321	0,221
Argila Franca	0,02	11,42	0,479	0,371	0,251
Argila	0,01	12,6	0,475	0,378	0,265

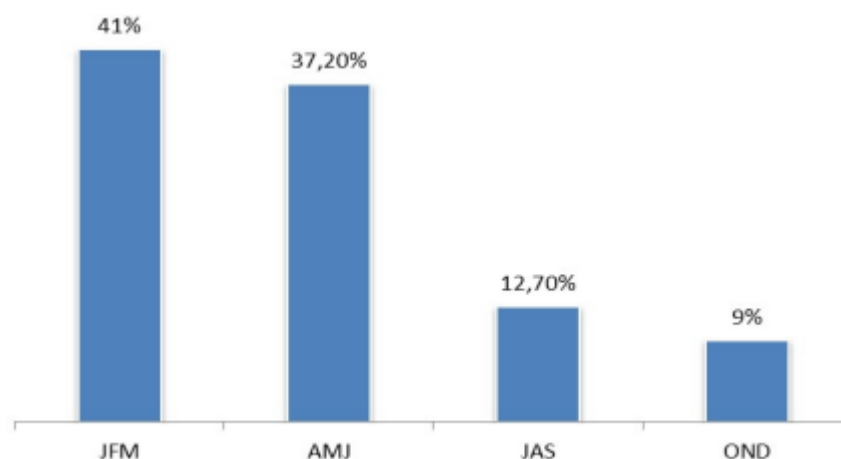
Fonte: Rawls, W.J. et. al. (1983). J. Hyd. Engr., 109:1316 Apud ROSSAMAN (2010).

3.1. DADOS DA PRECIPITAÇÃO

O regime de precipitação da Amazônia exibe máximo anuais bem pronunciados durante os meses do verão (dezembro, janeiro e fevereiro – DJF) e outono (março, abril e maio – MAM), sendo que os mínimos anuais ocorrem durante os meses de inverno (junho, julho e agosto – JJA) e primavera (setembro, outubro e novembro – SON). Portanto, considera-se a estação chuvosa do Amapá ocorrendo durante os períodos sazonais de DJF e MAM, De Souza e Cunha (2010).

Segundo Tavares (2014) a estação chuvosa em Macapá se estende de dezembro a julho; julho é o mês de transição entre a estação chuvosa e a seca; a estação seca se estende de agosto a novembro, sendo em média 169 dias com chuva, durante a estação chuvosa e 196 dias sem chuva, durante a estação seca. Tem-se que a distribuição das chuvas por trimestre é expressa conforme o gráfico a seguir.

Gráfico 6: Precipitação acumulada por trimestre.



Fonte: INMET 2000 apud Tavares 2014.

Conclui-se, portanto, que nos meses de janeiro a julho, época das chuvas, acontece aproximadamente 90% do volume das precipitações anuais.

Em alguns anos, entretanto, as chuvas em Macapá, podem ficar acima ou abaixo do normal, dependendo das condições climáticas de grande escala. Condições que provocam chuvas acima (abaixo) da média incluem a ocorrência de La Niña (El Niño) no Oceano Pacífico Equatorial, concomitantes com Temperaturas da superfície do mar acima (abaixo) da média (27°C) no Oceano Atlântico Equatorial, que afetam a posição, a duração e a intensidade da Zona de Convergência Intertropical (De SOUZA e CUNHA, 2010).

Segundo INMET 2013, apud TAVARES, 2014, em um estudo elaborado para precipitações extremas em Macapá para o período 1968-2009, por trimestre, com probabilidade de ocorrência de 5% e período de retorno de 20 anos, conforme tabela 9 a seguir.

Tabela 9: Volumes de precipitações extremas por trimestre com período de retorno de 20 anos.

Trimestre	Precipitação (mm)
DJF	≥1170,8
JFM	≥1414,4
FMA	≥1548,6
MAM	≥1509,4
AMJ	≥1257,0
MJJ	≥981,6

Fonte: INMET 2013, apud TAVARES, 2014.

Segundo De Souza e Cunha (2010), observa-se próximo à costa do estado do Amapá condições oceânicas e atmosféricas que favorecem a formação de nuvens convectivas sobre o Oceano Atlântico Equatorial, as quais podem se propagar em direção à Amazônia pelo escoamento de leste, ou seja, os ventos alísios.

Para Miguez (2016), existem basicamente três tipos de chuvas: chuvas convectivas, caracterizada pela alta intensidade e curta duração, típicas de chuvas de verão que promovem a elevação do ar quente formado próximo a superfície frequentemente acompanhada por fortes ventos locais e muitos raios. São frequentemente críticas para pequenas bacias.

Chuvas frontais, caracterizada pela longa duração e baixa intensidade, podendo ocorrer ao longo de vários dias. Esse tipo de chuva tende a ser crítica para grandes bacias.

E a chuva orográfica, que ocorre quando uma nuvem encontra um obstáculo em seu caminho, como uma grande elevação do terreno, montanhas etc.

Dessa maneira, percebe-se que a chuva mais típica para a região analisada é do tipo convectiva podendo ocorrer também as frontais em caso de alterações climáticas significativas.

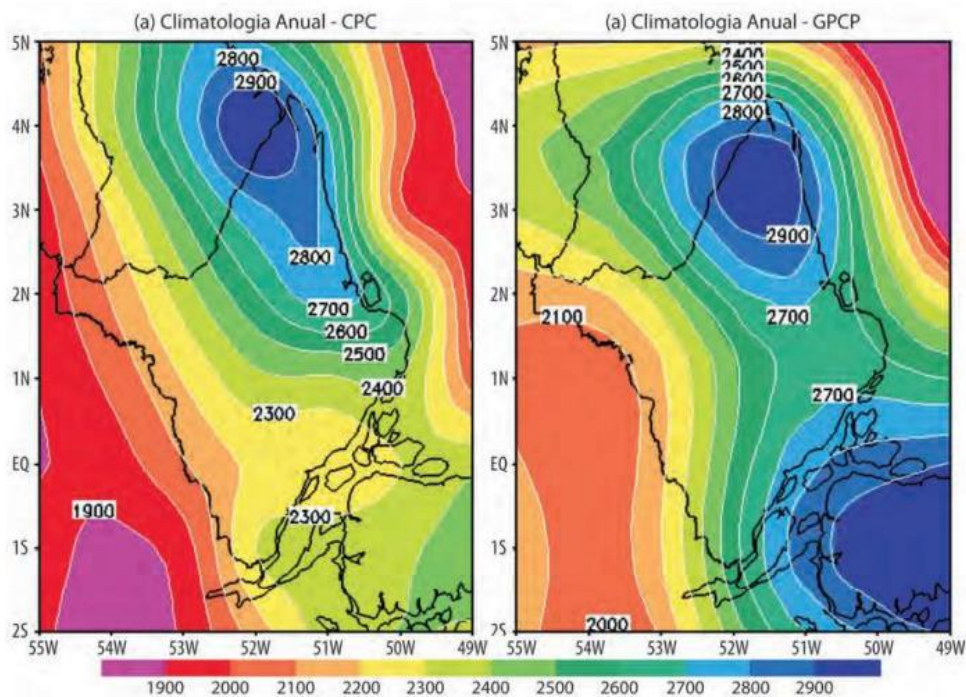
Para finalizar o estudo histórico relativo aos dados de precipitação para a região analisada, são apresentados a seguir dois gráficos importantes que evidenciam a média anual de precipitação e a média anual sazonal no estado do Amapá.

O gráfico 7 mostra a normal climatológica anual da precipitação para o Estado do Amapá e apresenta tipicamente no setor norte do Estado (Oiapoque) e na região litorânea e adjacências (Vila Velha, Cunani, Lourenço, Calçoene e Amapá) a oscilação entre 2.700 e 2.900mm de precipitação.

O gráfico 8 ilustra os mapas climatológicos sazonais, ou seja, a configuração espacial da chuva climatológica para as quatro estações do ano.

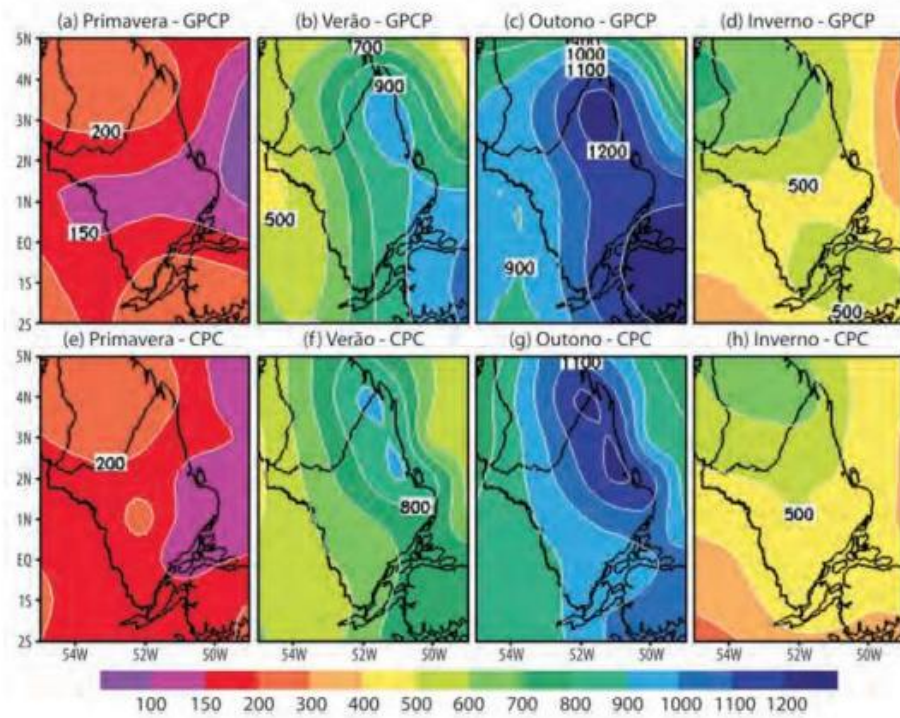
Para o entendimento da metodologia adotada para a construção dos gráficos sugere-se o leitor consultar a referência indicada.

Gráfico 7: Mapas climatológicos de precipitação anual, em mm, com base na média de 30 anos (1978-2007).



Fonte: De Souza e Cunha (2010).

Gráfico 8: Mapas climatológicos (30 anos:1978-2007) da precipitação sazonal, em mm, para as estações de primavera (SON) com os dados do (a) GPCP e (e) CPC, estação do verão (DJF) com o (b) GPCP e (f) CPC, estação do outono (MAM) com o (c) GPCP e (g), e estação de inverno (JJA) com o (d) GPCP e (h) CPC.



Fonte: De Souza e Cunha (2010).

Para a análise mais assertiva da chuva de projeto, buscou-se os dados coletados de duas estações: a estação pluviométrica automática A249 e a estação pluviométrica localizada no canteiro de obras do Hospital Universitário (HU), denominada neste trabalho de Estação pluviométrica do Hospital Universitário (EHU).

Optou-se pela utilização das duas estações, pois uma será usada para a simulação de um evento contínuo (A249) com intervalo de tempo de um ano e a outra para um evento mais curto, com quatro meses (EHU).

A estação A249, trata-se de uma plataforma de coleta de dados (PCDs) Agrometeorológica (CPTEC/INPE), situada no 34° Batalhão de Infantaria e Selva, de coordenada geográfica 0°02'10.28"N e 51°05'20.07"W instalada em novembro de 2005 (De Souza e Cunha (2010)). Atualmente encontra-se desativada, contudo, possui base de dados confiáveis entre as datas 02/2019 a 12/2020. Sabe-se que esse tipo de dado é muito carente para região, como é apontado nos estudos de De Souza e Cunha (2010).

Imagem 24: Instalação e conserto estação automática A249.



Fonte: UNIFAP, 2019.

Imagem 25: Localização estação automática A249.

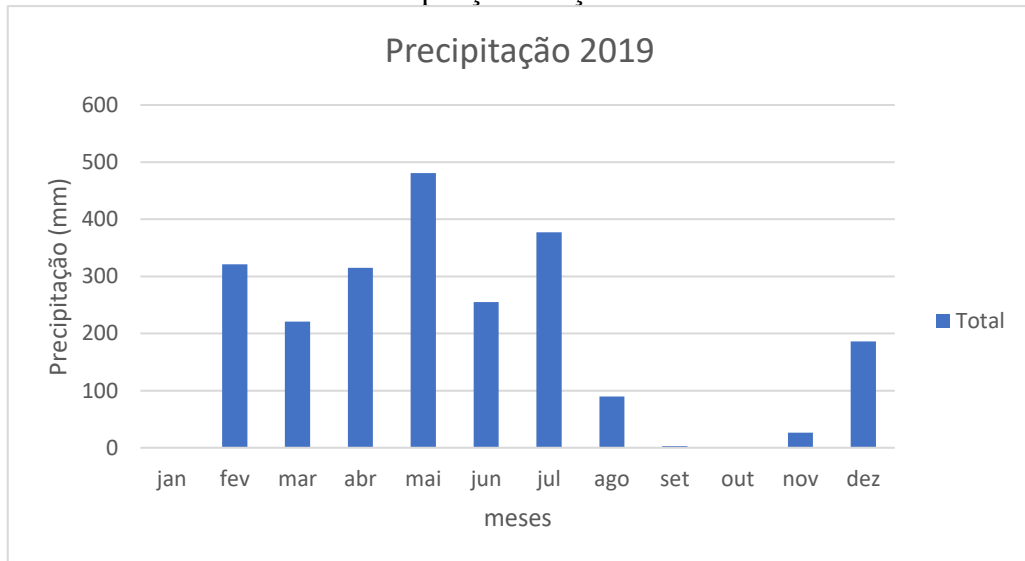


Fonte: Google Earth.

Optou-se pelo uso da estação, pois é a estação mais próxima da área de estudo que faz o registro de precipitação de hora em hora. A distância em linha reta é de aproximadamente 4,4km. De acordo com os dados coletados por essa estação é possível entender a precipitação média anual em dois anos analisados representado nos gráficos 9 e 10 a seguir.

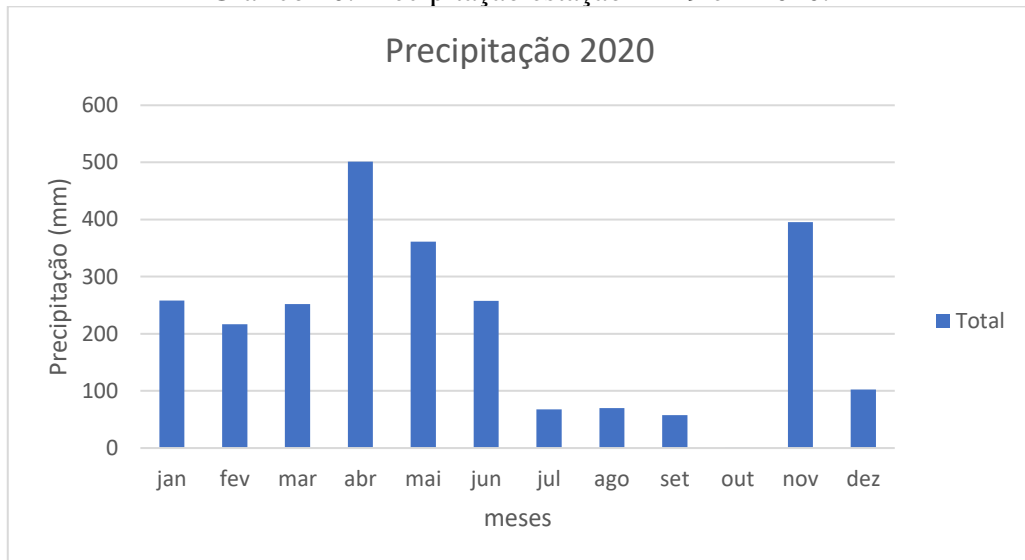
Os gráficos ilustram a precipitação acumulada durante os anos e comprovam as estáticas históricas anteriormente apresentadas nesse trabalho com base em outros autores.

Gráfico 9: Precipitação estação A429 em 2019.



Fonte: INMET, 2022.

Gráfico 10: Precipitação estação A429 em 2020.



Fonte: INMET, 2022.

Para efeitos de simulação no software SWMM, utilizou-se apenas o ano mais chuvoso, o ano de 2020, janeiro a dezembro conforme gráfico 10.

A estação EHU por sua vez localiza-se dentro do canteiro de obras do Hospital universitário, o qual encontra-se dentro do campus Marco zero.

A estação conta com registros no período de março de 2019 a abril de 2021. Contudo, por algumas incertezas, nem todos os meses possuem registros pluviométricos completos. Decidiu-se, então, simular os dados compreendidos no intervalo de dezembro de 2020 a 14 de abril de 2021.

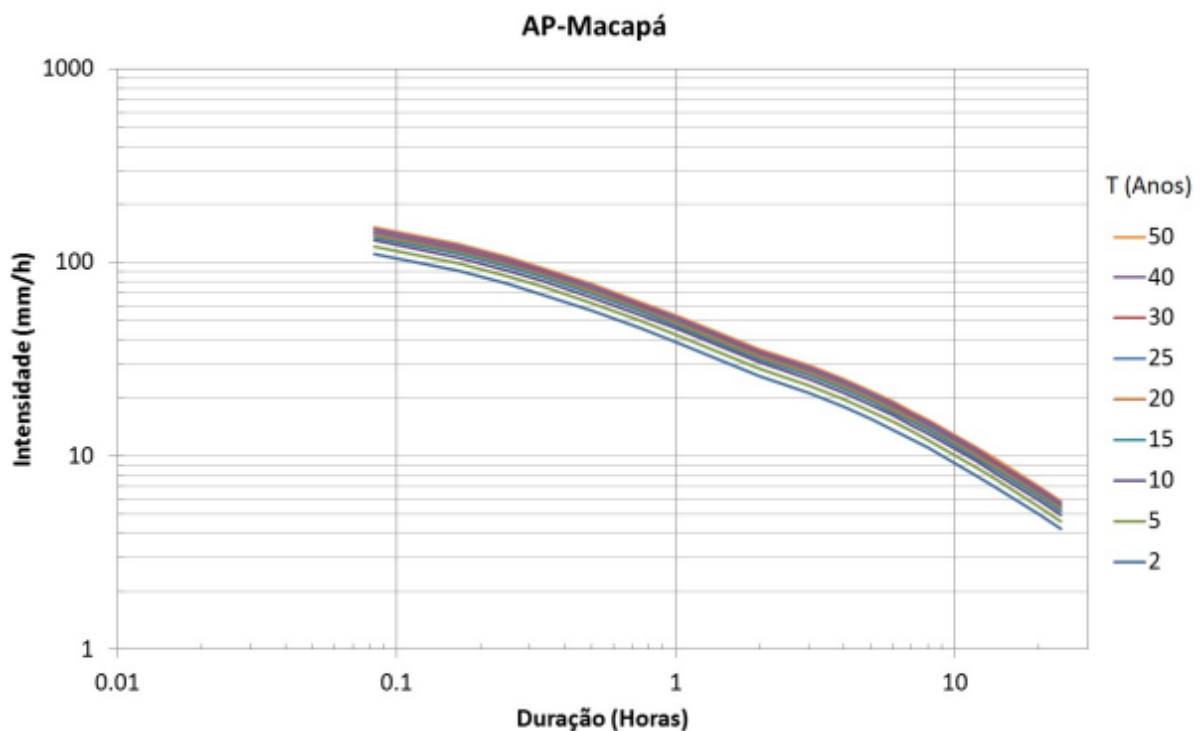
Para a obtenção dos dados de precipitação, é possível também através da curva IDF de Macapá. A curva IDF adotada neste trabalho foi obtida através de dados históricos da estação hidrometeorológica São Francisco, código 32231, localização 0,58°N, 52,61°W (De SOUZA e CUNHA, 2010). A montagem das séries foi realizada utilizando 10 anos, período de 1990 a 2009 (01/Out a 30/Set), (CPRM, 2017).

Imagem 26: Localização do município de Macapá e da estação hidrometeorológica de São Francisco.



Fonte: CPRM, 2017.

Gráfico 11: Curva intensidade-duração-frequência (IDF) de Macapá.



Fonte: CPRM, 2017.

A equação para a curva IDF assim como os seus parâmetros para a estação de São Francisco é dada a seguir.

Equação 14: Equações para a curva IDF de Macapá com base na estação Hidrometeorológica São Francisco.

$$i = \frac{a * T^b}{(t + d)^c} \quad (14)$$

$$i = \frac{558,0 * T^{0,0988}}{(t + 8,56)^{0,6456}} \quad (14a)$$

$$i = \frac{11965,0 * T^{0,1039}}{(t + 186)^{1,0856}} \quad (14b)$$

Onde “i” a intensidade da chuva (mm/h), “T” é o tempo de retorno (anos), “t” é a duração da precipitação (minutos) e “a”, “b”, “c” e “d” são parâmetros da equação, sendo que a equação 14a reflete precipitações para durações de 05min a 2h e a equação 14b representa precipitações com durações entre 2h a 24h.

3.1.1.1. Chuva de projeto

Para o trabalho em questão, a chuva de projeto consistirá em adotar os dados de duas estações pluviométricas e da curva IDF.

Os dados da estação A249 serão utilizados conforme coletados pela estação automática e ainda contarão com os dados de temperatura para a consideração da evaporação através do método de Hargreaves ofertado pelo SWMM, enquanto os dados da estação EHU serão apenas lançados como arquivo os dados de precipitação.

Quanto a curva IDF, duas metodologias serão adotadas. A primeira, consiste em transformar a precipitação encontrada em um hietograma estimado a partir do método dos blocos alternados, no qual consiste basicamente em redistribuir a quantidade de precipitação num intervalo de tempo em que se imagina que a chuva ocorra (1h), um método simples, porém consagrado e bastante utilizado.

Essa primeira metodologia será adotada para o lançamento no SWMM como uma série temporal com duração de 1h e por esse motivo, considerou-se a utilização da segunda opção da equação 14b.

A segunda metodologia consistiu em determinar a precipitação média proposta pela equação utilizando o tempo de concentração da bacia como duração da precipitação e utilizá-la para obtenção do pico de vazão segundo o método racional conforme é apresentado no item 3.4 – Simulações dos Eventos.

Para a consideração do tempo de recorrência será adotado 10 anos, conforme determinado a partir a tabela 10 a seguir, a qual estabelece diferentes tempos de recorrência para diferentes tipos de sistema de drenagem.

Tabela 10: Tempo de recorrência para chuvas de projeto em sistemas de drenagem.

Características do sistema	TR (anos)
Microdrenagem	2 a 10
Macrodrenagem	25 a 50
Grandes corredores de tráfego e áreas vitais para a cidade	100
Áreas onde se localizam instalações e edificações de uso estratégico, como hospitais, bombeiros, polícia, centros de controle de emergências, etc.	500
Risco de perdas de vidas humanas	100 (mínimo)

Fonte: SÃO PAULO 2012, Apud MIGUEZ, 2016.

3.2. TRAÇADO PROPOSTO

O traçado proposto, como já explicado anteriormente, deve-se ao fato de o campus Marco Zero não possuir uma rede de drenagem convencional. A única rede drenagem, identificada durante o levantamento para o diagnóstico do projeto de extensão, encontra-se no estacionamento do prédio da reitoria, a qual, é destinada a sumidouros e atende somente ao estacionamento.

Dessa maneira, foi necessário a elaboração de um traçado de drenagem convencional, que abrangesse a urbanização atual e futura para conduzir o volume de água que escoar e dessa forma captar, destinar e quantificar a vazão gerada pelo campus até as bacias de detenção propostas.

Ressalta-se que, através da análise das curvas de nível, foi possível identificar os locais com menores cotas, que por sua vez, serão destinados para a implantação das bacias. Observa-se também que campus da universidade se torna o ponto comum de recebimento de águas pluviais da área do entorno, gerando contribuições adicionais, as quais, num plano futuro atrapalhariam o desenvolvimento do espaço físico do campus Marco Zero.

Ciente dos fatos, conta-se que essa contribuição do entorno seja depositada nas bacias propostas e que por fim, sejam conduzidas para uma futura rede drenagem que possa desaguar numa bacia de amortecimento natural de águas pluviais externa ao campus, evidenciada no item 3.3 – Bacia de Detenção Proposta.

Como o dimensionamento do traçado não é o foco desse trabalho, o traçado seguirá diretrizes mínimas utilizadas conforme imagem 42. Além de seguir a lógica de acompanhar

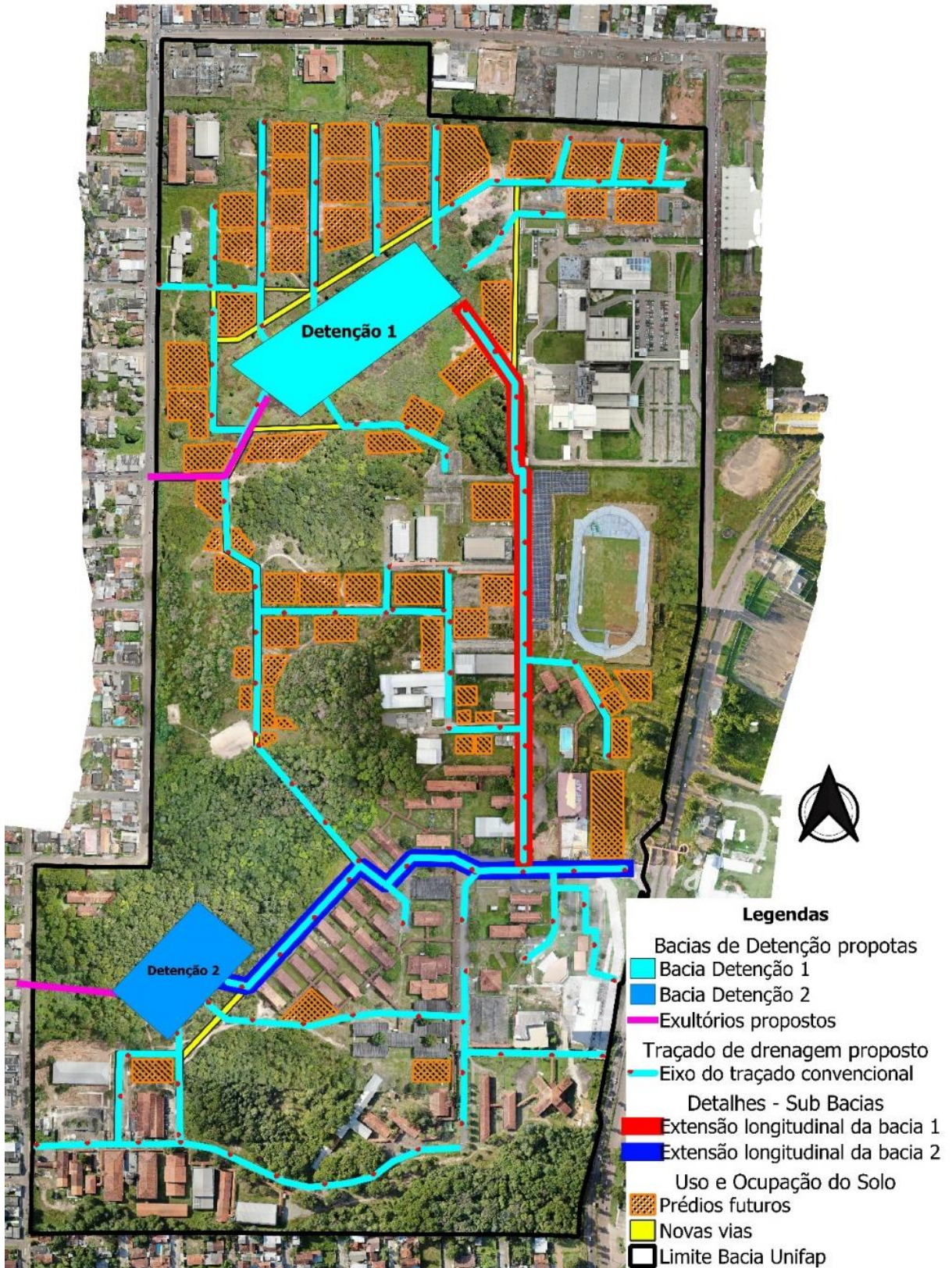
desenvolvimento urbano plausível e que se adapte aos níveis do terreno como forma de garantir um projeto sem muitas intervenções no terreno natural existente.

Outro ponto importante, é que o traçado atenderá os requisitos para a simulação no software SWMM, dessa forma, as sub-bacias propostas depositarão o escoamento diretamente nos poços de visita, subentendendo-se que a água já percorreu seu traçado das caixas de passagens, bocas de lobo, sarjetas até os poços de visitas.

Os principais dados para a modelagem foram a cota da tampa, a cota de entrada da água e a cota de saída em relação aos poços de visita (PV's), obtidos através das curvas de nível. E para a modelagem dos condutos e galerias, o principal dado foi o material de composição e a seção transversal.

Portanto, a rede de drenagem, localizada no campus, é composta por poços de visita (PV) distantes um do outro em média de 60m e com diferença de cota de 0,3m, garantindo inclinação mínima de 0,5% dos condutos de concreto com seção circular e com diâmetros variando entre 400 mm e 1200 mm.

Imagem 27: Traçado da microdrenagem proposta.

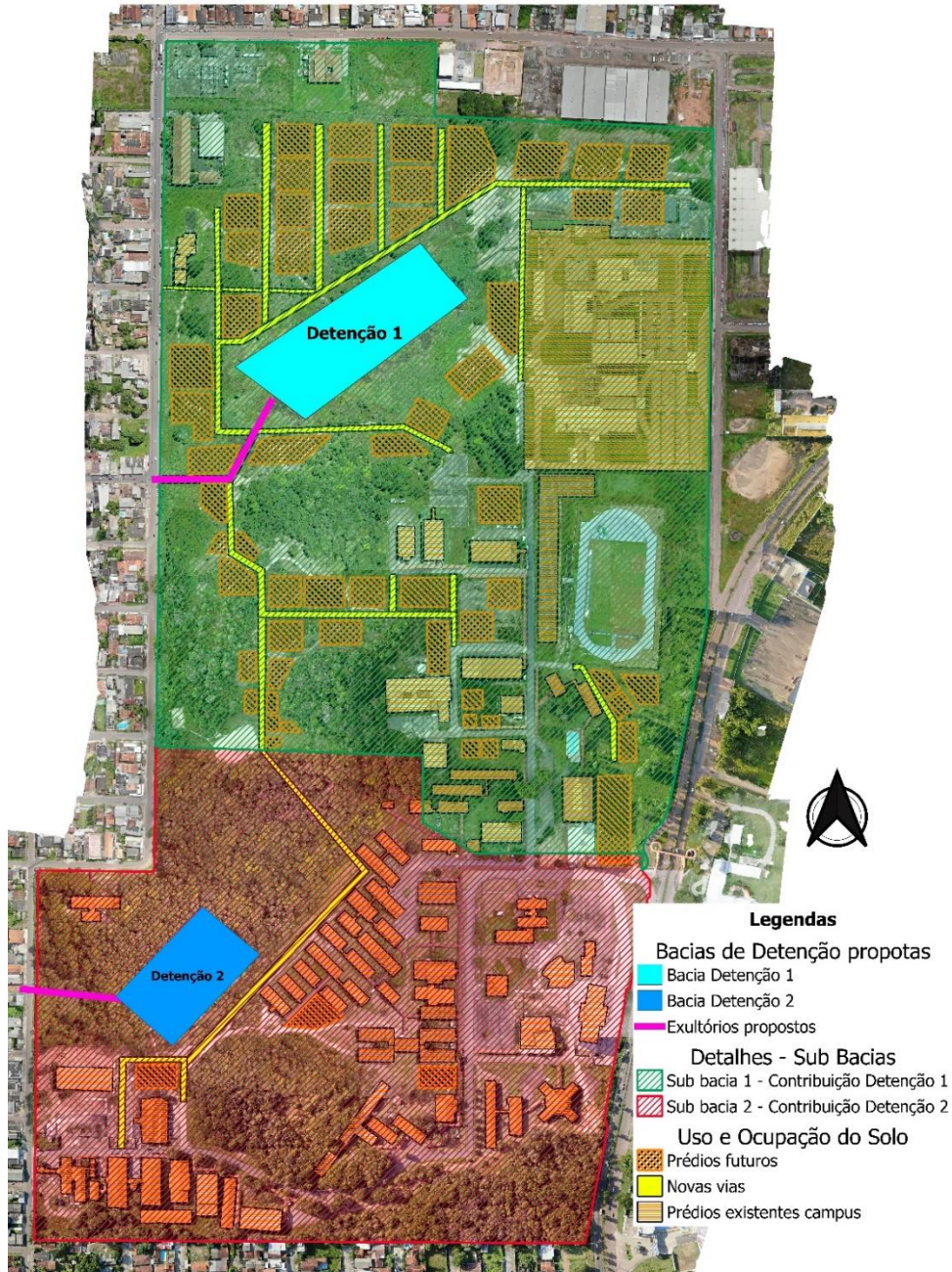


Fonte: Autor, 2022.

3.3. BACIA DE DETENÇÃO PROPOSTA

Inicialmente previa-se apenas a implementação de uma única bacia no campus, a bacia de Detenção 1, contudo, após a análise da topografia do terreno e da extensão da rede e sobrecarga quanto ao volume gerado, optou-se por uma segunda bacia de detenção, dessa maneira, todo o campus é contemplado com a solução proposta.

Imagem 28: Localização das bacias de detenção propostas.



Fonte: Autor, 2022.

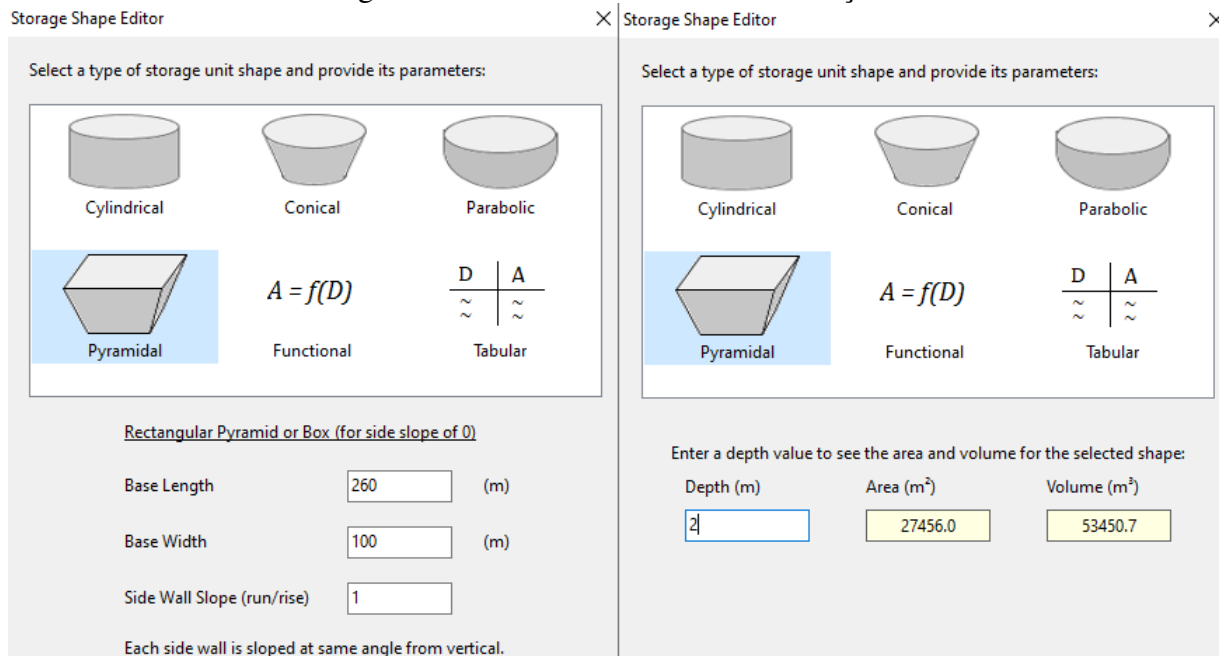
A bacia de detenção 1 proposta localiza-se na região Norte da bacia do campus (imagem 28), local com menores cota, para onde será destinada maior volume de água, visto que ela

recebe contribuição interna e externa ao campus, além de contemplar a maior área de contribuição com cerca de 533.757m².

A bacia de retenção 2 proposta localiza-se na região Sul da bacia do campus (imagem 28) e atende menor área de contribuição com cerca de 346.373m².

As imagens 29 e 30 a seguir ilustram o real formato das bacias adotados na simulação assim como a capacidade de volume de cada uma. Ambas em formato piramidal com talude em 45° (run/rise = 1).

Imagem 29: Dimensões da bacia de retenção 1.



Fonte: Autor, 2022.

A bacia de retenção 1 possui comprimento igual a 260 m e largura igual a 100 m. Enquanto a bacia de retenção 2 possui comprimento igual a 146 m e largura igual a 88m. Ambas com 2 m de profundidade, totalizando 53.450,7m³ e 26.442,7m³ para a bacia 1 e 2 respectivamente.

As duas bacias contam com o orifício de saída circular com 1m de diâmetro localizados no mesmo nível da cota inferior de suas respectivas bacias. O coeficiente de descarga adotado para os furos foi de 0,65, valor sugerido pelo manual do usuário. Não foi considerado nenhum tipo de vertedouro em caso de transbordamentos.

Imagem 30: Dimensões da bacia de detenção 1.

Storage Shape Editor

Select a type of storage unit shape and provide its parameters:

Cylindrical Conical Parabolic

Pyramidal $A = f(D)$ $\frac{D}{\sim} \mid \frac{A}{\sim}$

Functional Tabular

Rectangular Pyramid or Box (for side slope of 0)

Base Length (m)

Base Width (m)

Side Wall Slope (run/rise)

Each side wall is sloped at same angle from vertical.

Storage Shape Editor

Select a type of storage unit shape and provide its parameters:

Cylindrical Conical Parabolic

Pyramidal $A = f(D)$ $\frac{D}{\sim} \mid \frac{A}{\sim}$

Functional Tabular

Enter a depth value to see the area and volume for the selected shape:

Depth (m) Area (m²) Volume (m³)

Fonte: Autor, 2022.

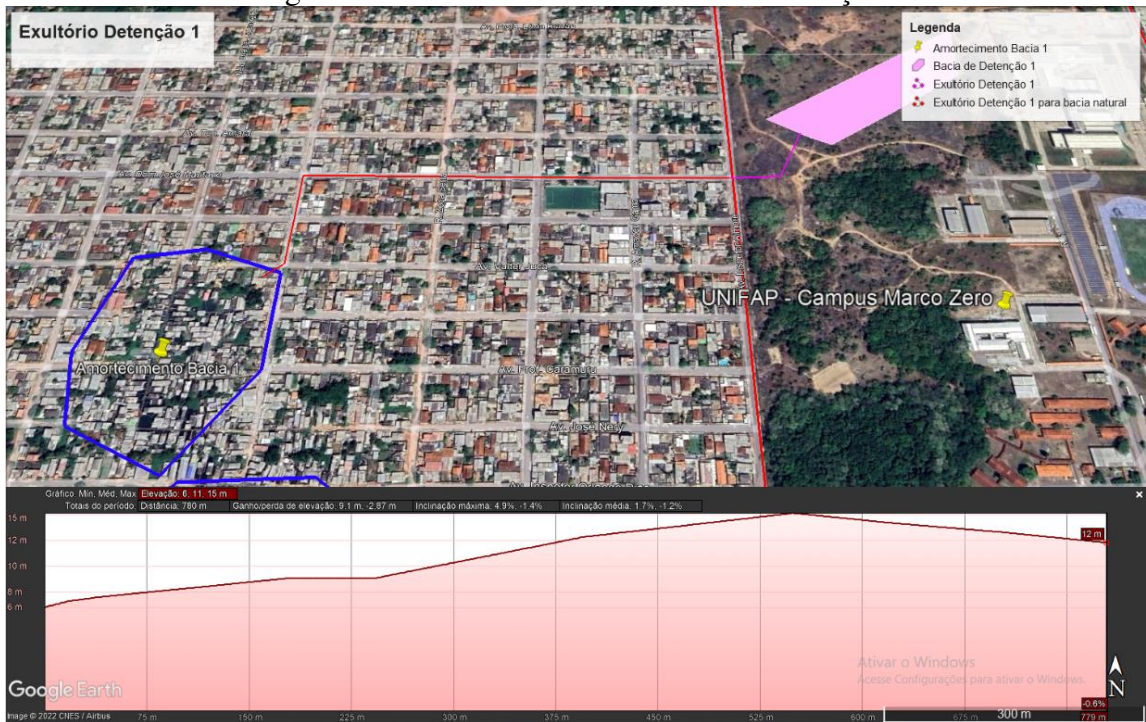
É preciso evidenciar que no entorno das bacias há área livre, a qual poderá ser destinada para áreas de proteção das bacias, visto que nenhum vertedouro de emergências foi proposto além disso poderá ser utilizado também para áreas recreativas e contemplativas. Para a delimitação e contenção da bacia imagina-se utilização de gabião, prática eficaz e barata para a contenção de taludes, além de proporcionar infiltração natural da água.

O fundo da bacia não é impermeabilizado, contudo nenhuma taxa de infiltração foi considerada, fazendo com que toda a saída de água se dê somente pelos orifícios de saída e por evaporação.

Como já explicado anteriormente, as bacias de detenção são responsáveis apenas por controlar os picos de vazão, possibilitando, por sua vez, saída para outra rede de drenagem sem prejuízos. Neste caso, apenas imagina-se uma futura rede de drenagem no entorno.

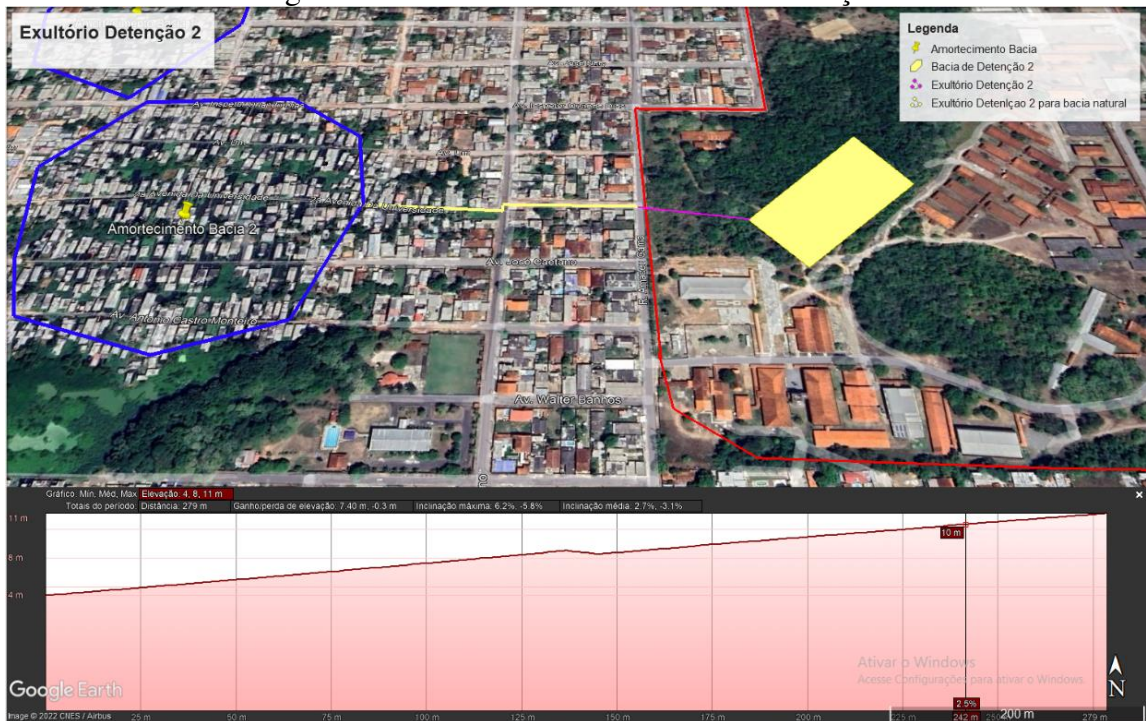
Nas imagens 31 e 32 a seguir é possível evidenciar os pontos de saída das águas pluviais proposto.

Imagem 31: Amortecimento da Bacia de Detenção 1.



Fonte: Google Earth.

Imagem 32: Amortecimento da Bacia de Detenção 2.



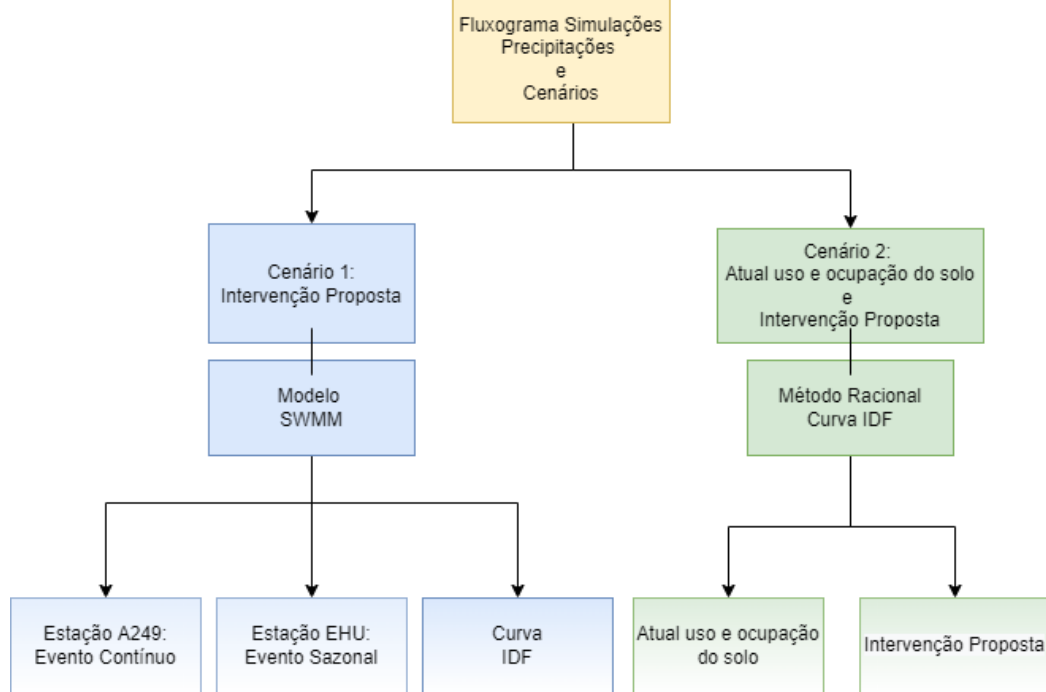
Fonte: Google Earth.

Percebe-se a ocupação existente das regiões destinadas ao exultório das duas bacias de detenção propostas, local que esse trabalho considera ser a solução tanto para o campus como para o bairro Universidade em questão, o qual também apresenta problemas com drenagem urbana. Ocupação por palafitas muito comuns no Município que carece também de crescimento urbano ordenado.

3.4. SIMULAÇÕES DOS EVENTOS

A modelagem foi realizada para dois cenários e com dois diferentes tipos de precipitação conforme o fluxograma da imagem 33 a seguir.

Imagem 33: Fluxograma simulações precipitações.



Fonte: autor, 2022.

A simulação para diferentes tipos de precipitação é proposta nesse trabalho para confrontar diferentes possibilidades de vazões. Enquanto, os dois cenários propostos visam comparar as vazões geradas pelo campus atual e o campus proposto, conforme abordado no item 3.2 - Traçado Proposto.

CENÁRIO 1: MODELAGEM SWMM

A estação A249, como já explicado anterior no item 3.1 – Dados da Precipitação, será responsável por considerar dados reais de chuvas e temperaturas, dessa maneira, contará com simulação contínua com dados relativos ao ano de 2020 conforme gráfico 10.

Miguez, 2016, indica que quando se pretende implementar dispositivos de retenção e detenção das águas pluviais, é indicado que sejam estudadas chuvas de projeto com durações mais longas, capazes de gerar maiores volumes de água além do mais, para esse tipo de simulação, a evaporação conta com parcela considerável para o balanço hídrico resultante.

A estação EHU será responsável por simular os dados reais obtidos no campus a partir das precipitações coletadas durante dezembro de 2020 a abril de 2021, porém sem dados de temperatura para a consideração de perdas por evaporação.

Enquanto a curva IDF utilizada para modelagem no SWMM será utilizada para um evento chuvoso de 1h, considerando um hietograma estimado a partir do método dos blocos alternados. A chuva de projeto obtida pela curva é descrita no método racional do cenário 2 a seguir enquanto a memória de cálculo do método de blocos alternados pode ser consultada no Anexo I.

CENÁRIO 2: MÉTODO RACIONAL

A simulação proposta para o cenário 2, baseia-se no método racional e foi realizada para estimar a vazão gerada para o campus ainda não urbanizado e posteriormente para a simulação com o campus urbanizado para que pudesse ser feito um comparativo de vazões.

Para tanto, a bacia do campus foi dividida em duas sub bacias, visto que foram propostas duas bacias de detenções, simulando então dois talwegues. O talvegue da bacia 1 possui o comprimento de 675m (extensão longitudinal da bacia 1), enquanto o da bacia 2 possui extensão de 556m.

Para a obtenção do coeficiente de runoff (C), considerado no método racional, utilizou-se a média ponderada dos valores típicos do coeficiente para cada tipo de solo, conforme simplificação nas tabela 11 e 12 a seguir, referentes ao atual uso e ocupação do solo. A utilização dos valores de cada coeficiente foi feita com base nos valores da tabela 35 presente no Anexo I.

Tabela 11: Média ponderada Coeficiente “C” Atual uso e ocupação do solo da sub bacia 1.

Uso do solo	Coeficiente de Escoamento Superficial (C)	Área (m ²)	Média ponderada coeficiente "C"	Percentuais áreas		
Área verde	0,175	269.904,91	0,291	49%	71% Permeável	
Vegetação alta e densa	0,125	121.333,34		22%		
Prédios existentes campus	0,825	80.393,86		15%		
Pavimento intertravado	0,375	19.896,85		4%	29% Impermeável	
Pavimento concreto	0,375	9.311,20		2%		
Pavimento flexível	0,375	8.505,06		2%		
Passarelas cobertas	0,825	5.025,54		1%		
Edificações Entorno	0,375	33.666,49		6%		
Totais		548.037,24			100%	100%

Fonte: Autor, 2022.

Tabela 12: Média ponderada Coeficiente “C” Atual uso e ocupação do solo da sub bacia 2.

Uso do solo	Coefficiente de Escoamento Superficial (C)	Área (m ²)	Média ponderada coeficiente "C"	Percentuais áreas	
Área verde	0,125	160.381,93	0,276	48%	76% % Permeável
Vegetação alta e densa	0,125	91.654,99		28%	
Prédios existentes campus	0,825	52.170,36		16%	
Pavimento intertravado	0,375	12.911,75		4%	24% % Impermeável
Pavimento concreto	0,825	6.042,36		2%	
Pavimento flexível	0,825	5.519,23		2%	
Passarelas Cobertas	0,825	3.261,24		1%	
Totais		331.941,87		100%	100%

Fonte: Autor, 2022.

As tabelas 13 e 14 a seguir são referentes aos dados das do uso e ocupação do solo do cenário proposto, considerado no método Racional.

Tabela 13: Média ponderada Coeficiente “C” Cenário Proposto uso e ocupação do solo da sub bacia 1.

Uso do Solo	Coefficiente de Escoamento Superficial (C)	Área (m ²)	Média ponderada coeficiente "C"	Percentuais áreas	
Área Verde não urbanizada	0,125	80.308,67	0,365	15%	59% Permeável
Vegetação alta e densa	0,125	121.333,34		22%	
Área verde urbanizada	0,175	121.653,98		22%	
Prédios existentes	0,825	80.393,86		15%	
Projeção novas construções	0,825	51.153,66		9%	
Passarelas cobertas	0,825	5.025,54		1%	41% Impermeável
Pavimento intertravado	0,375	19.896,85		4%	
Novas vias (Pav. intertravado)	0,375	16.788,61	3%		
Pavimento concreto	0,825	9.311,20	2%		
Pavimento flexível	0,825	8.505,06	2%		
Edificações Entorno	0,375	33.666,49	6%		
Totais		548.037,24		100%	100%

Fonte: Autor, 2022.

Tabela 14: Média ponderada Coeficiente “C” Cenário Proposto uso e ocupação do solo da sub bacia 2.

Uso do solo	Coefficiente de Escoamento Superficial (C)	Área (m ²)	Média ponderada coeficiente "C"	Percentuais áreas	
Área verde não urbanizada	0,125	37.346,37	0,366	11%	63% Permeável
Vegetação alta e densa	0,125	91.654,99		28%	
Área verde urbanizada	0,175	78.945,47		24%	
Prédios existentes	0,825	52.170,36		16%	
Projeção novas construções	0,825	33.195,38		10%	
Passarelas cobertas	0,825	3.261,24		1%	37% Impermeável
Pavimento intertravado	0,375	12.911,75		4%	
Novas vias (Pav. intertravado)	0,375	10.894,71	3%		
Pavimento concreto	0,825	6.042,36	2%		
Pavimento flexível	0,825	5.519,23	2%		
Totais		331.941,87		100%	100%

Fonte: Autor, 2022.

É importante esclarecer para o leitor que as áreas individuais de cada sub bacia divergem do que foi apresentado no item 3.2 – Traçado proposto. Contudo, observa-se que a soma das áreas das sub bacias são bem próximas à área total da sub bacia do campus, sendo um erro de 0,02%, considerado desprezível. Dessa maneira, foi evidenciado que o levantamento no QGIS, feito através de shapefiles, possui cerca de 2.000m² (0,22%) a menos de área em relação a bacia total.

Isso aconteceu devido a simplificação adotada para quantificar a área de cada tipo de uso e ocupação do solo em cada sub bacia. A metodologia adotada consistiu em uma proporção (porcentagem expressa nos títulos das tabelas 11 a 14) entre a área de cada sub bacia com relação a área total da bacia do campus (tabela 2 ou 3).

Para a definição do tempo de concentração das sub bacias propostas para o método racional, adotou-se o método de Kirpich, equação 15 a seguir.

$$t_c = 3,98 \frac{L^{0,77}}{I^{0,395}} \quad \text{Equação 15: Tempo de concentração da bacia (método de Kirpich).} \quad (15)$$

Onde, “ t_c ” é o tempo de concentração (min), “ L ” é a extensão longitudinal do escoamento da bacia (km) e “ I ” é a declividade média da bacia (m/m).

Dessa maneira, adotando-se a “ I ” como 0,02m/m (2%) e “ L ” como 0,675 km para a sub bacia 1 e 0,556 km para a sub bacia 2 e o coeficiente médio ponderado de escoamento como 0,294 e 0,288 (tabelas 11 e 12) para as bacias 1 e 2 respectivamente para o atual cenário, obtém-se a vazão para ambas as bacias conforme equação 1 do item 2.5.3 (método racional).

Para o cenário proposto, considera-se os coeficientes de escoamento ponderados das tabelas 13 e 14. As memórias de cálculo podem ser consultadas no Anexo I e os resultados são evidenciados e analisados no item 4.6 – Análise comparativa entre os Resultados.

3.5. MODELAGEM DA REDE DE DRENAGEM NO SWMM

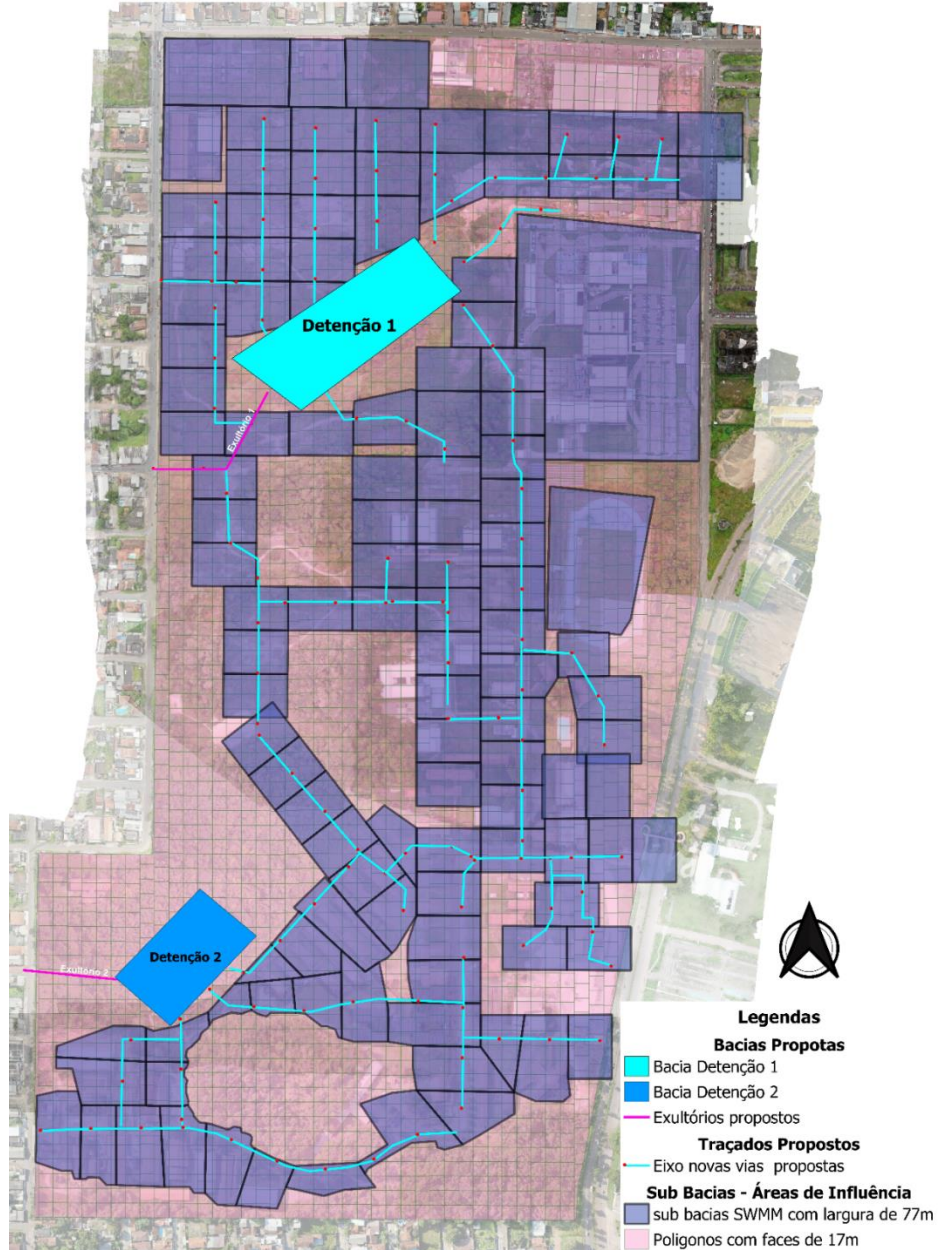
A modelagem dos objetivos físicos no SWMM se deu previamente no QGIS, principalmente por motivos de praticidade de execução com o software. Para tanto, foi necessário dividir a bacia do campus em partes iguais, resultando em quadrados com 17m de face.

Posteriormente seguiu-se com a criação de sub bacias internas, de modo com que cada sub bacia contemplasse um único poço de visita (PV), resultando em bacias com 76 m de comprimento e 52 m de largura. Optou-se pela modelagem da bacia dessa forma, para garantir uma simulação mais próxima a uma realidade de um sistema convencional de drenagem,

garantindo um tempo de concentração da bacia mais próxima do que se imagina ocorrer na prática.

Dessa maneira, foi possível exportar a imagem do QGIS para servir como imagem de fundo para modelagem no SWMM como é mostrado na imagem 34 a seguir.

Imagem 34: Imagem de fundo para sub bacias, condutos e nós criada no software QGIS.



Fonte: Autor, 2022.

Quanto às sub bacias: apenas desenhou-se as sub bacias sobre a imagem de fundo e uma vez com a função "auto comprimento" ativado, o próprio software é capaz de calcular a área de cada bacia assim como comprimentos de tubulações. Os demais dados foram inseridos conforme valores apresentados neste trabalho.

Para auxiliar nos dados de entrada de cada bacia modelada, padronizou-se da seguinte forma: como a rede de drenagem contempla toda a parte urbanizada, optou-se por considerar a porcentagem do impermeável como sendo a porcentagem de toda a área que é contemplada que não é permeável e adotar uma média ponderada para o coeficiente de Manning para as áreas impermeáveis resumido conforme tabela 15 a seguir.

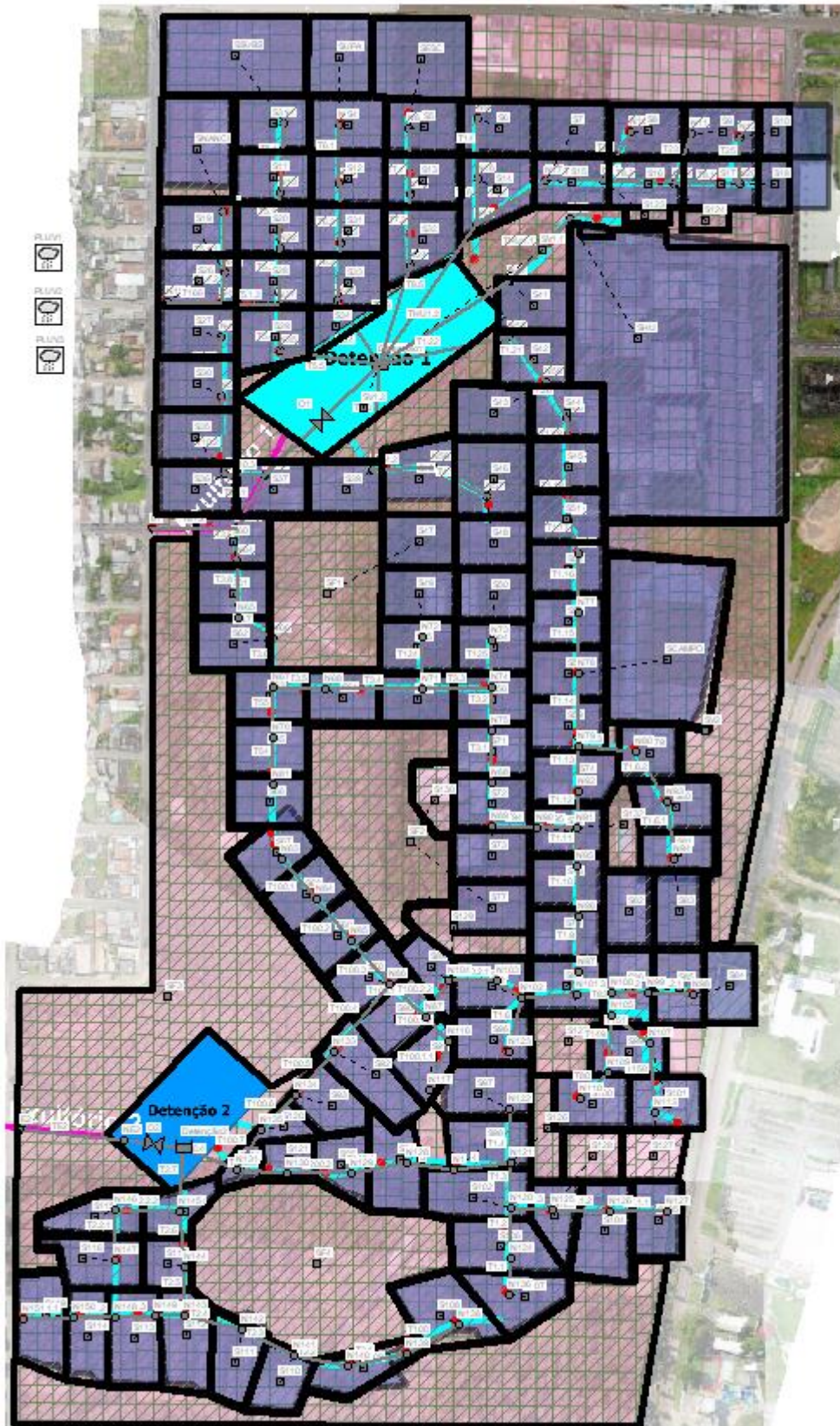
Tabela 15: Valores de n adotados para as sub bacias no SWMM.

Uso do solo	Coeficiente de escoamento "n"	Área (m ²)	Média ponderada coeficiente "n"	Percentuais áreas		
Área verde	0,15	200.162,11	0,15	37%	37%	% Permeável
Prédios existentes	0,015	132.275,21		24%		
Projeção novas construções	0,015	84.165,14		15%		
Passarelas cobertas	0,015	8.268,71		2%		
Pavimento intertravado	0,024	32.737,08	0,016	6%	63%	% Impermeável
Novas vias (Pav. intertravado)	0,024	27.622,96		5%		
Pavimento concreto	0,012	15.320,08		3%		
Pavimento flexível	0,011	13.993,72		3%		
Edificações Entorno	0,015	33.666,49		6%		
Totais		548.211,50		100%	100%	

Fonte: Autor, 2022.

O resultado da modelagem com a interface do SWMM é mostrado na imagem 35 logo a seguir.

Imagem 35: Modelagem da bacia do campus Marco Zero no SWMM.



Fonte: Autor, 2022.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos para as simulações do cenário 1 foram obtidos com base na mesma modelagem resumidos na tabela 15 apresentados anteriormente e nos gráficos 12 e 13 apresentados a seguir, alterando apenas as precipitações.

As simulações propostas para o cenário 2 levam em consideração os mesmos talwegues 1 e 2 representados nos gráficos 12 e 13 para consideração do comprimento longitudinal das bacias para resolução do Método Racional.

Tabela 16: Resumo da Rede de Drenagem Proposta.

Resumo da rede de drenagem proposta	
Área (ha)	56,84
Quantidade de Sub bacias	120
Área média das sub bacias	0,47
Poços de visita (PV)	119
Condutos (km)	6,75
Talvegue 1 (m)	680
Talvegue 2 (m)	556
Diâmetro condutos (m)	0,40 a 1,20
Cota máxima (m)	16,2
Cota mínima (m)	6,7

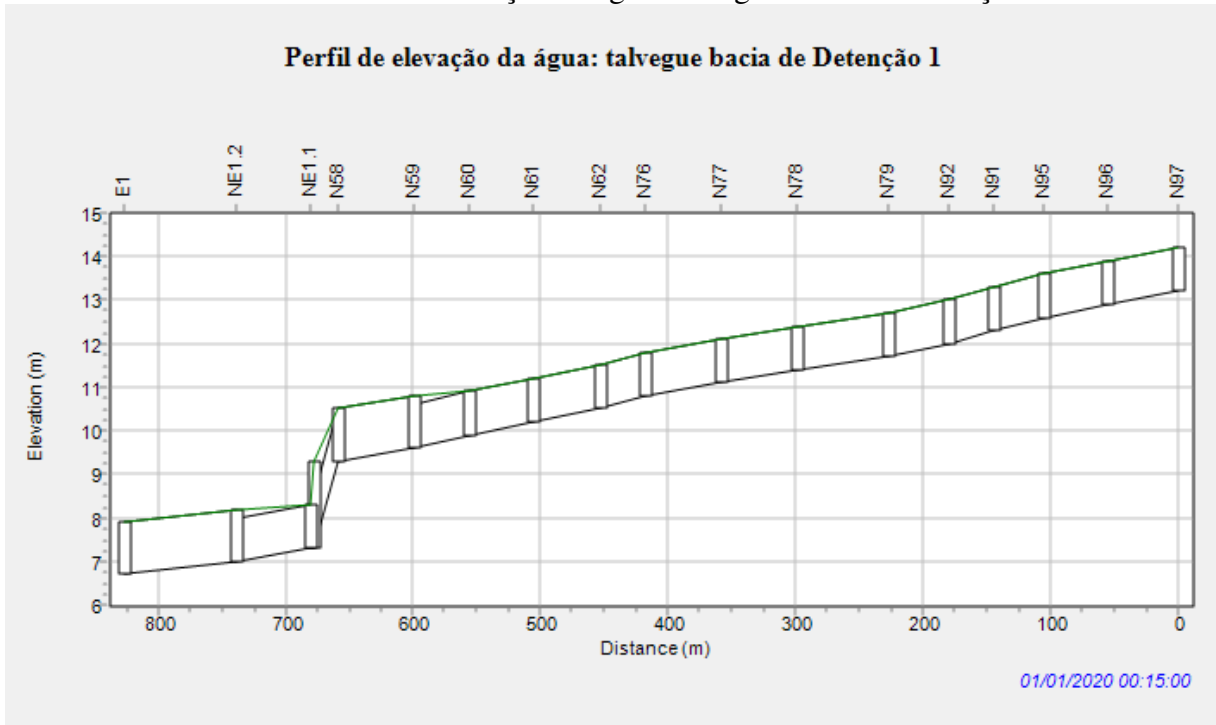
Fonte: Autor, 2022.

Fonte: Autor, 2022.

A área resumida na tabela 16 representa a área que a rede de drenagem abrange, descontando dessa maneira as áreas de floresta densa e alguns trechos de área verde conforme demonstrado na imagem 34 (imagem de fundo para sub bacias).-A imagem evidencia também a quantidade de sub bacias consideradas e de poços de visita, além do comprimento total de condutos estipulados para essa proposta.

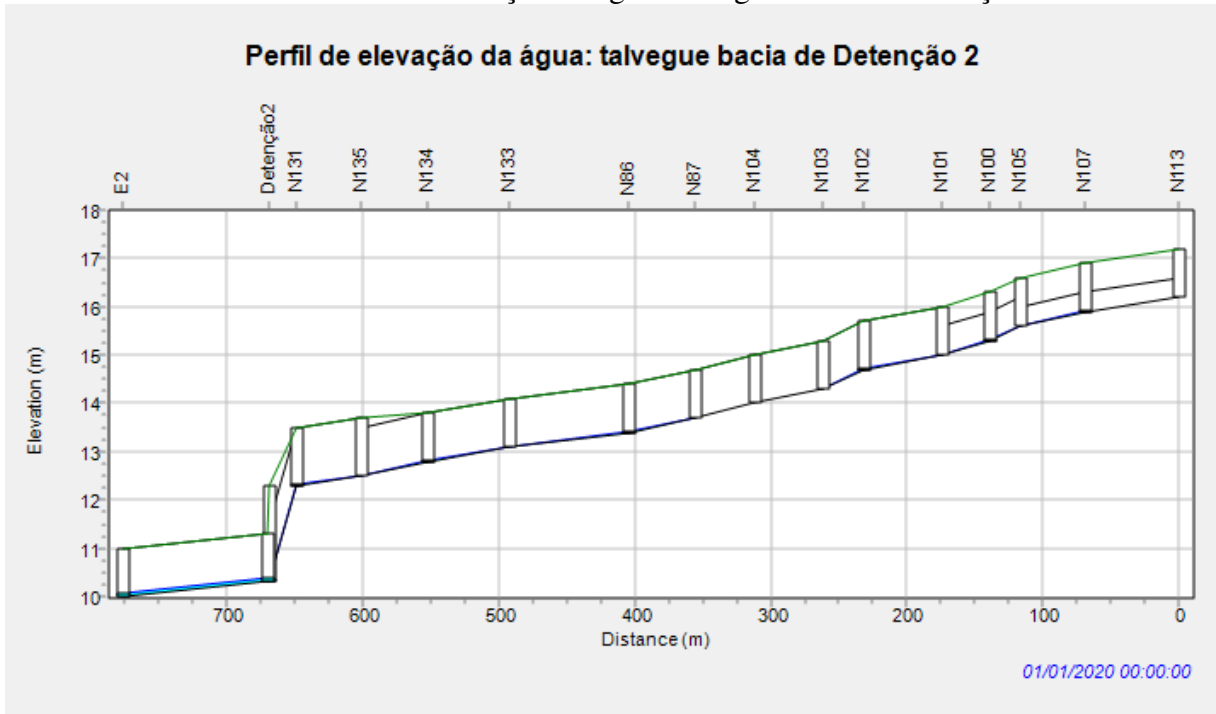
Os gráficos 12 e 13 a seguir ilustram o perfil longitudinal dos dois talwegues principais, Talvegue 1 e Talvegue 2, que armazenam e conduzem as contribuições para as bacias de Detenção 1 e 2 respectivamente. É possível notar também a cota máxima presente no talvegue 2 (gráfico 13), no nó N113 com 16,2m e a cota mínima presente no talvegue 1 (gráfico 14), no nó exultório 1 com 6,7m

Gráfico 12: Perfil de elevação da água: talvegue bacia de Detenção 1.



Fonte: Autor, 2022.

Gráfico 13: Perfil de elevação da água: talvegue bacia de Detenção 2.



Fonte: Autor, 2022.

4.1. SIMULAÇÕES SWMM

As simulações hidráulico-hidrológicas realizadas, avaliam os seguintes aspectos: precipitação gerada pelos dados pluviométricos assim como as parcelas infiltradas, evaporadas e escoadas.

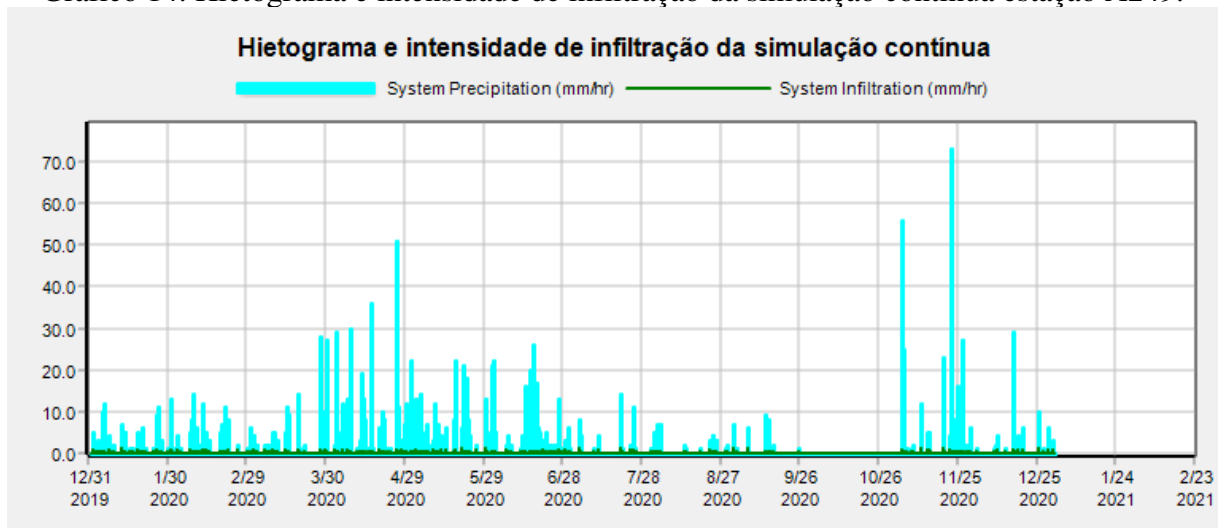
Posteriormente são analisadas as unidades de armazenamento (storage units) e o seu comportamento, evidenciando picos de volume de armazenamento, vazão de entrada e saída, eficiência de amortecimento e demais aspectos relevantes.

E para finalizar a análise dos resultados, ressaltam-se os pontos mais importantes sobre os escoamentos superficiais gerados pelas sub bacias, além dos comportamentos dos condutos e dos nós, que nesse caso podem ser tanto os PV's, quanto os exultórios das bacias.

4.2. SIMULAÇÃO EVENTO ESTAÇÃO A249

O gráfico 14 apresenta a precipitação distribuída considerada pelo SWMM, percebe-se a semelhança com o gráfico 10 do item 3.1- Dados de Precipitação. A diferença está apenas no fato que os dados de precipitação são lidos de hora em hora pelo simulador. Já é possível também evidenciar no gráfico a intensidade de precipitação em relação à precipitação.

Gráfico 14: Hietograma e intensidade de infiltração da simulação contínua estação A249.



Fonte: Autor, 2022.

Considerando-se o ano dividido em duas estações, sendo a primeira de janeiro a julho e a segunda de agosto a dezembro, nota-se que há dois picos de precipitação no ano de 2020.

O primeiro pico no valor de 51 mm/h ocorre no período chuvoso (janeiro a julho) no dia 26 de abril, durante 45min entre 4h e 4:45h. O pico é acompanhado de chuvas constantes com intensidades variando entre 10mm/h e 30mm/h. A presença de chuvas constantes influencia consideravelmente na saturação do solo, aumentando o escoamento superficial.

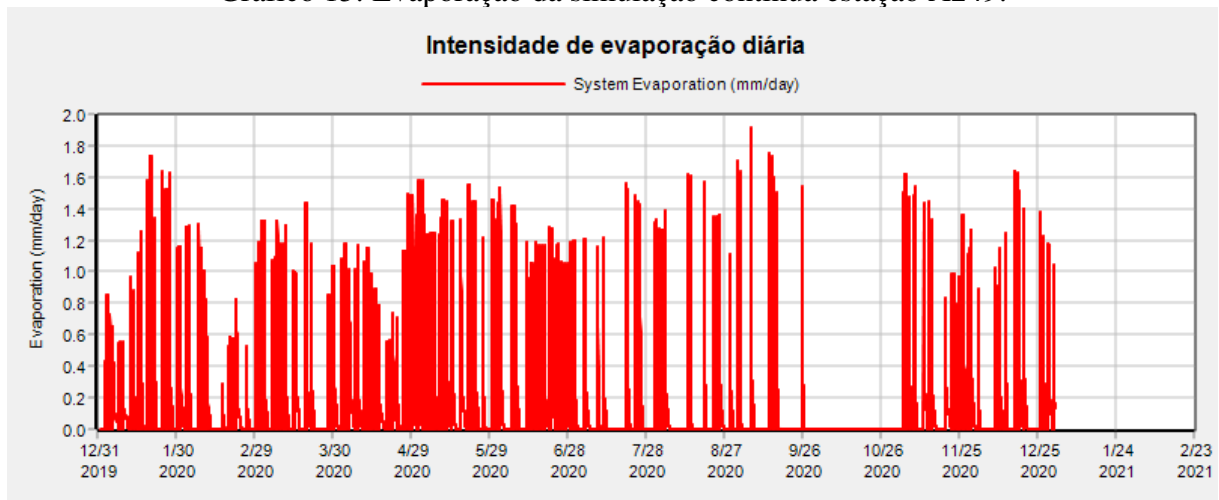
O segundo pico de precipitação ocorre no dia 22 de novembro com a intensidade de 73 mm/h, durante 45min entre 20h e 20:45h e é o principal responsável para o dimensionamento das bacias de detenção proposta neste trabalho. Ressalta-se, que ainda no mês de novembro, dia 4, há precipitação relevante de 56mm entre 5h e 5:45h.

Tal precipitação, não comum nesse período do ano, pode ser explicado pelo fenômeno da La Niña (El Niño) como apresentado no item 3.1 - Dados da Precipitação.

Enquanto isso, a intensidade máxima de infiltração relatada fica na ordem de 1,13mm/h.

O gráfico 15 ilustra a intensidade de evaporação diária, considerada apenas para dias não chuvosos. Percebe-se a baixa constância de evaporação no primeiro semestre, e o pico de evaporação se dá no dia 6 de setembro com intensidade de 1,91mm/dia.

Gráfico 15: Evaporação da simulação contínua estação A249.



Fonte: Autor, 2022.

Dessa maneira, é possível determinar o balanço hídrico no sistema resumido na tabela 17 a seguir.

Tabela 17: Balanço Hídrico da simulação contínua estação A249.

Descrição	Volume (10 ⁶ .m ³)	mm
Precipitação Total	181,11	2.202,00
Perdas por Evaporação	4,09	49,67
Perdas por Infiltração	16,52	200,86
Escoamento Superficial	161,05	1.958,00

Fonte: Autor, 2022.

As bacias de Detenção 1 e 2 por sua vez apresentaram 80% e 85% respectivamente de ocupação dos seus volumes previstos (coluna 6 da tabela 18), sendo no total 42.961m³ para a bacia de Detenção 1 e 22.750m³ o pico de volume reservado para a bacia de Detenção 2 (coluna 5 da tabela 18).

Em média, as bacias de Detenção passam com uma ocupação em volume de 13.608m³ e 4.556m³ para as bacias 1 e 2 respectivamente (coluna 1 da tabela 18), o que resulta em 25% e 17% em capacidade percentual (coluna 2 da tabela 18).

Os picos de volume e vazão são provenientes do 308º dia de simulação, o qual equivale ao dia 04 de novembro, data referente ao dia de 2º pico global de precipitação máxima do sistema.

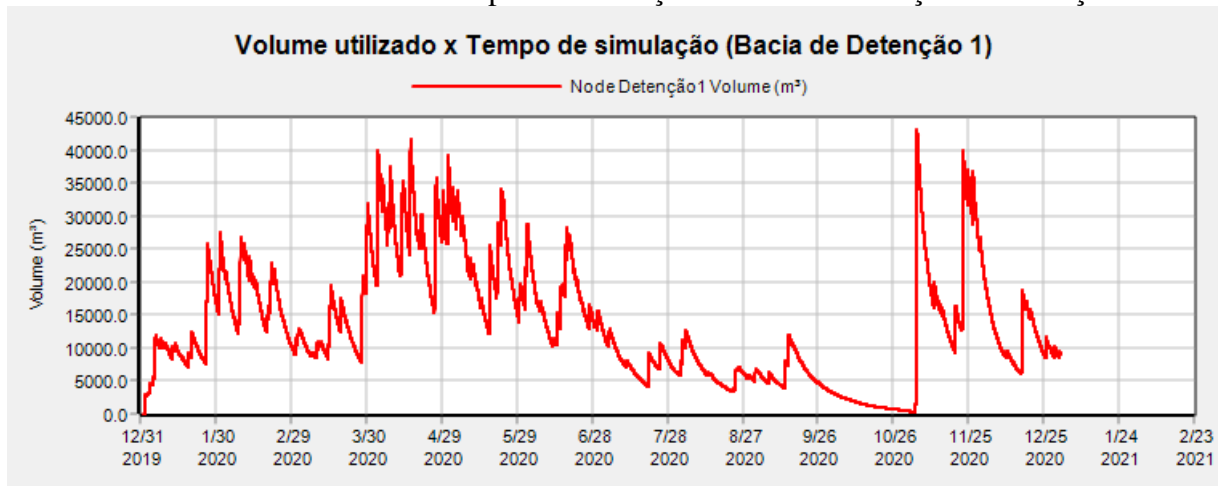
Tabela 18: Estatísticas de volume das bacias de detenção – Simulação A249.

Storage Unit	Average Volume 1000 m3	Average Percent Full	Evaporation Loss %	Exfiltration Loss %	Maximum Volume 1000 m3	Maximum Percent Full	Day of Maximum Volume	Hour of Maximum Volume	Maximum Outflow LPS
Detenção1	13.608	25	2	0	42.961	80	308	14:30	96.58
Detenção2	4.556	17	0	0	22.750	85	308	14:15	106.52

Fonte: Autor, 2022.

Analisando os gráficos 16 e 17, volume em função do tempo dos reservatórios, é possível notar a constância de armazenamento no primeiro semestre, período com precipitações constantes. Nesse primeiro semestre o pico de armazenamento na Detenção 1 é bem próximo ao pico geral do sistema e com repetições consideráveis. A ordem desse valor chega a 41.630,4m³ no dia 16 de abril. Nesse mesmo dia há precipitações relatadas na ordem de 36mm/h.

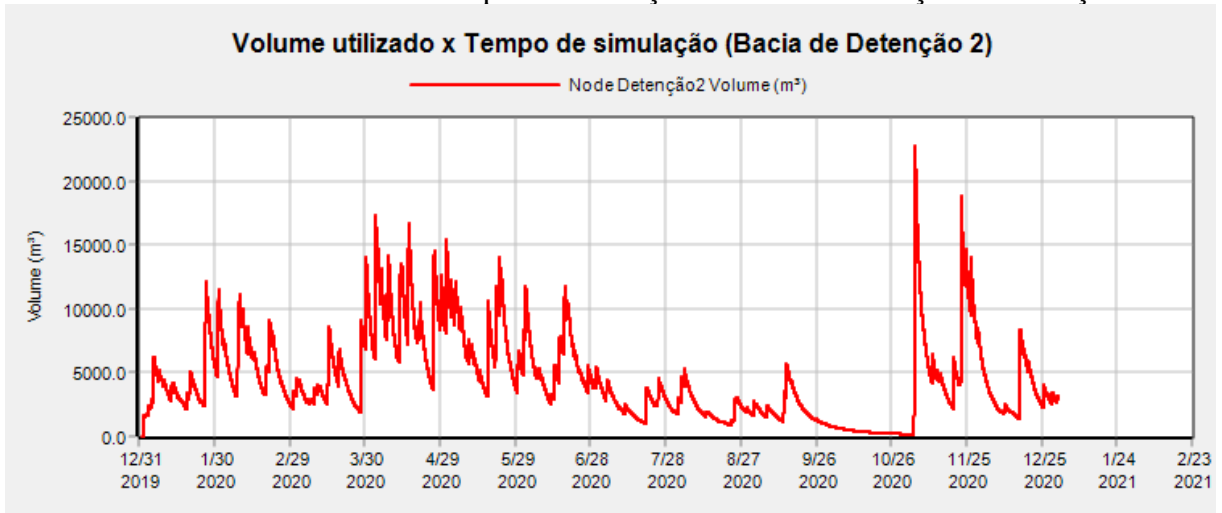
Gráfico 16: Volume utilizado x Tempo de simulação - Bacia de detenção 1 simulação A249.



Fonte: Autor, 2022.

Percebe-se, portanto, que os reservatórios irão permanecer sempre com volume de água durante o primeiro semestre e no segundo semestre apresentarão um período de seca no mês de outubro, mês no qual não foram registrados nenhum dado de precipitação.

Gráfico 17: Volume utilizado x Tempo de simulação - Bacia de Detenção 2 simulação A249.



Fonte: Autor, 2022.

A máxima vazão de entrada na bacia de detenção 1 e 2, nesse caso entendidas como “nós” no sistema, é de 6.608,19 L/s e de 3.637,68l/s respectivamente (coluna 3, tabela 19) e ocorrem no dia 22 de novembro em ambos os casos.

Tabela 19: Estatísticas de vazões de entrada das bacias de detenção – Simulação A249.

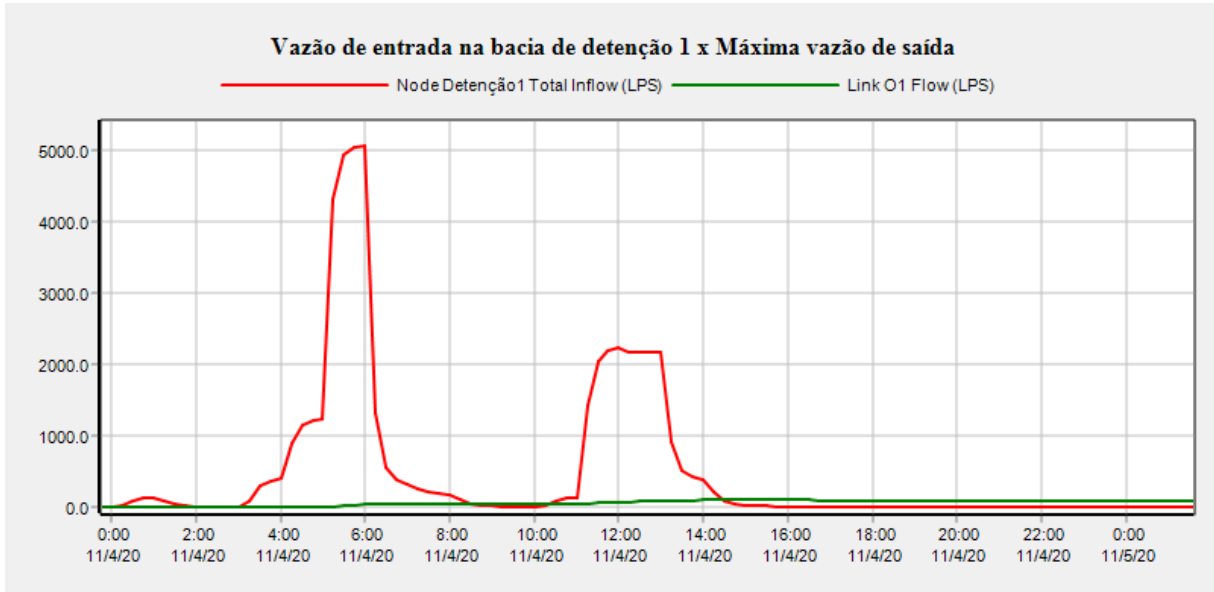
Node	Type	Maximum Lateral Inflow LPS	Maximum Total Inflow LPS	Day of Maximum Inflow	Hour of Maximum Inflow	Lateral Inflow Volume 10 ^{^6} ltr	Total Inflow Volume 10 ^{^6} ltr	Flow Balance Error %
Detenção1	STORAGE	435.21	6608.19	326	21:05	43	652	0.006
Detenção2	STORAGE	0.00	3637.68	326	20:50	0	366	0.014
E1	OUTFALL	0.00	1657.21	326	21:05	0	791	0.000
E2	OUTFALL	0.00	106.52	308	14:20	0	363	0.000

Fonte: Autor, 2022.

Dessa maneira, assumindo a eficiência como a relação entre vazão de saída (coluna 9, tabela 18) pela vazão da entrada (coluna 3, tabela 19), tem-se uma eficiência 98,5% de para saída da Detenção 1 e de 97,1% para a bacia de Detenção 2. As vazões máximas de saída ocorrem no dia 4 de novembro para ambas as bacias de detenção.

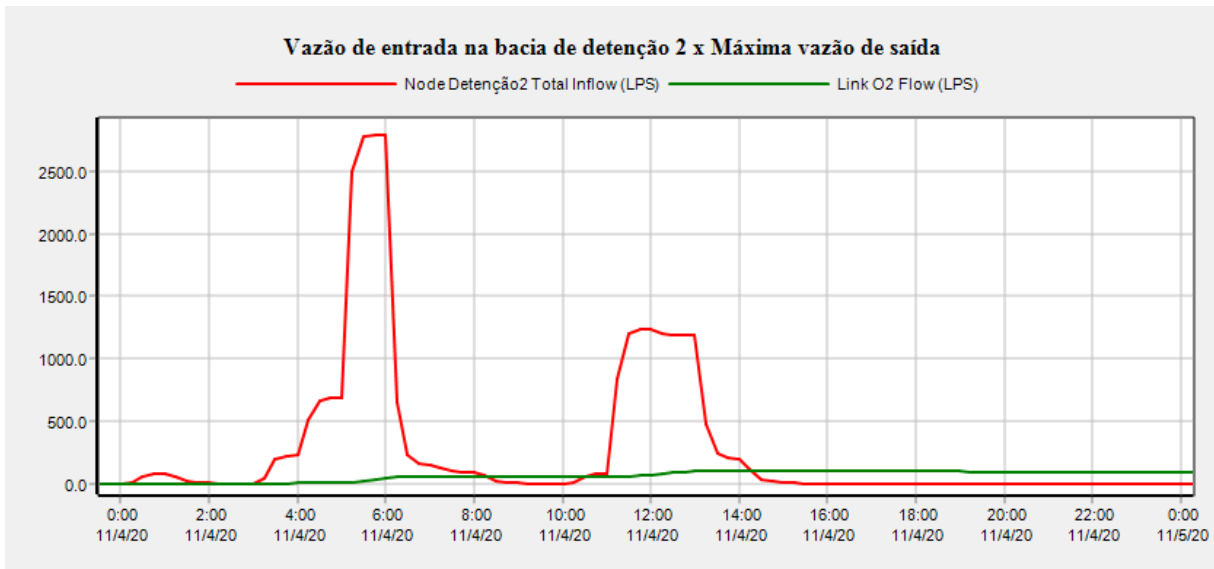
As vazões máximas de saída das bacias podem ser visualizadas nos gráficos 18 e 19.

Gráfico 18: Vazão de entrada x Máxima vazão de saída - Bacia de retenção 1 simulação A249.



Fonte: Autor, 2022.

Gráfico 19: Vazão de entrada x Máxima vazão de saída - Bacia de retenção 2 simulação A249.



Fonte: Autor, 2022.

As sub bacias simuladas geram escoamentos superficiais semelhantes, visto que todas foram modeladas com as mesmas dimensões para simplificação da modelagem. Além disso, os parâmetros das sub são iguais como explicado no item 3.5 – Modelagem da rede de drenagem no SWMM. Dessa maneira, é possível analisar o balanço hídrico de cada sub bacia pela média dos resultados individuais conforme tabela 20.

Tabela 20: Média do balanço hídrico por sub bacia simulada – Estação A249.

Total Precipitado mm	Média Evaporado mm	Média infiltrado mm	Média Escoado mm	Pico Médio Escoamento mm	Média Runoff Coef
2.202,00	26,02	153,49	2.040,12	114,54	0,92

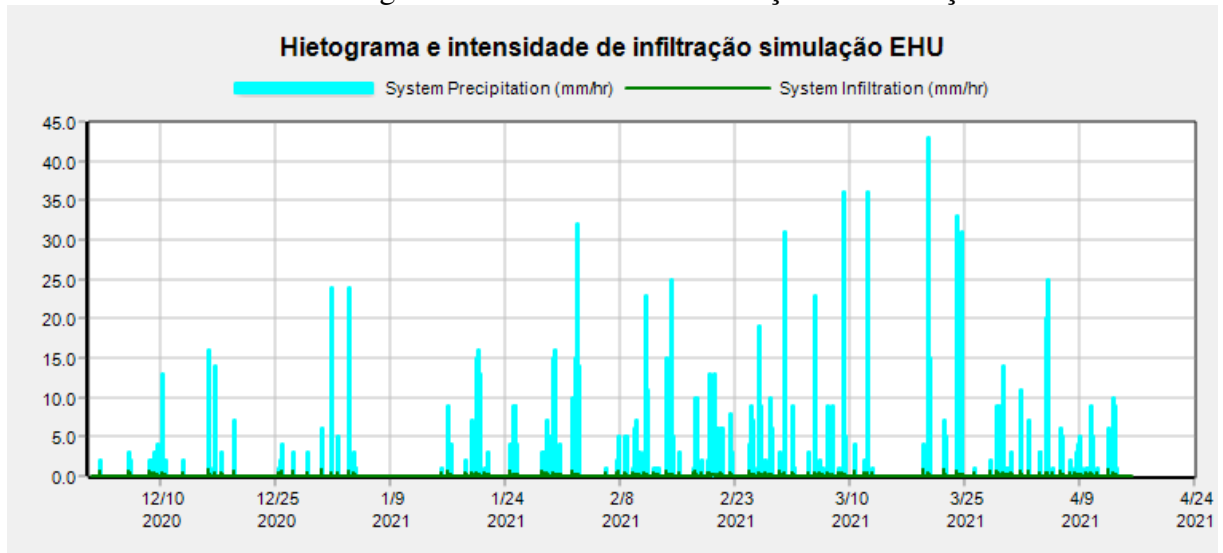
Fonte: Autor, 2022.

Para essa simulação, o sistema foi modelado para que não houvesse alagamento nos nós, ou seja, toda vazão gerada pelas superfícies urbanizadas é conduzida pelos condutos sem gerar afogamento dos condutos e dos nós. Dessa maneira, tem-se que as velocidades dentro das tubulações variaram entre 1,09 m/s e 3,07 m/s.

4.3. SIMULAÇÃO EVENTO ESTAÇÃO EHU

O gráfico 20 apresenta o hietograma e intensidade de infiltração da simulação com a estação pluviométrica EHU e, como já explicado anteriormente, o evento simulado conta apenas com os dados de precipitação compreendido entres as datas 01/12/2020 a 14/04/2021.

Gráfico 20: Hietograma e intensidade de infiltração da simulação EHU.



Fonte: Autor, 2022.

Por se tratar somente do período relativo à estação chuvosa, percebe-se que a precipitação no período estudado apresenta certa constância na intensidade dos dias chuvosos.

O pico de precipitação registrado nessa simulação é no valor de 43 mm/h e ocorre no dia 20 de março, durante 15min entre 6:30h e 6:45h. O pico é acompanhado de chuvas constantes com intensidades variando entre 10mm/h e 35mm/h.

Enquanto isso, a intensidade máxima de infiltração relatada fica na ordem de 0,86mm/h.

Não foram inseridos dados de temperatura nessa simulação. Dessa maneira, não foi possível estimar nenhum tipo perdas por evaporação.

O balanço hídrico do sistema para a simulação EHU é resumido na tabela 21.

Tabela 21: Balanço Hídrico da simulação EHU.

Descrição	Volume (10 ⁶ .m ³)	mm
Precipitação Total	121,28	1.474,50
Perdas por Infiltração	9,38	113,98
Escoamento Superficial	112,12	1.363,19

Fonte: Autor, 2022.

As bacias de Detenção 1 e 2 por sua vez apresentaram 100% de ocupação dos seus volumes previstos (coluna 6 da tabela 22), sendo no total 53.451m³ para a bacia de Detenção 1 e 26.643m³ o volume reservado para a bacia de Detenção 2 (coluna 5 da tabela 22).

Em média, as bacias de Detenção passam com uma ocupação em volume de 20.730m³ e 7.014m³ para as bacias 1 e 2 respectivamente (coluna 1 da tabela 22), o que resulta em 39% e 26% em capacidade percentual (coluna 2 da tabela 22).

Os picos de volume e vazão são provenientes do 63° de simulação, o qual equivale ao dia 02 de fevereiro. Nesse dia, chove ininterruptamente entre 5h e 15h com precipitação inicial de 4mm/h, atingindo um pico das 32mm/h às 7h e decaindo para 8mm às 9h, horário de pico de volume registrado.

Tabela 22: Estatísticas de volume das bacias de detenção - Simulação EHU.

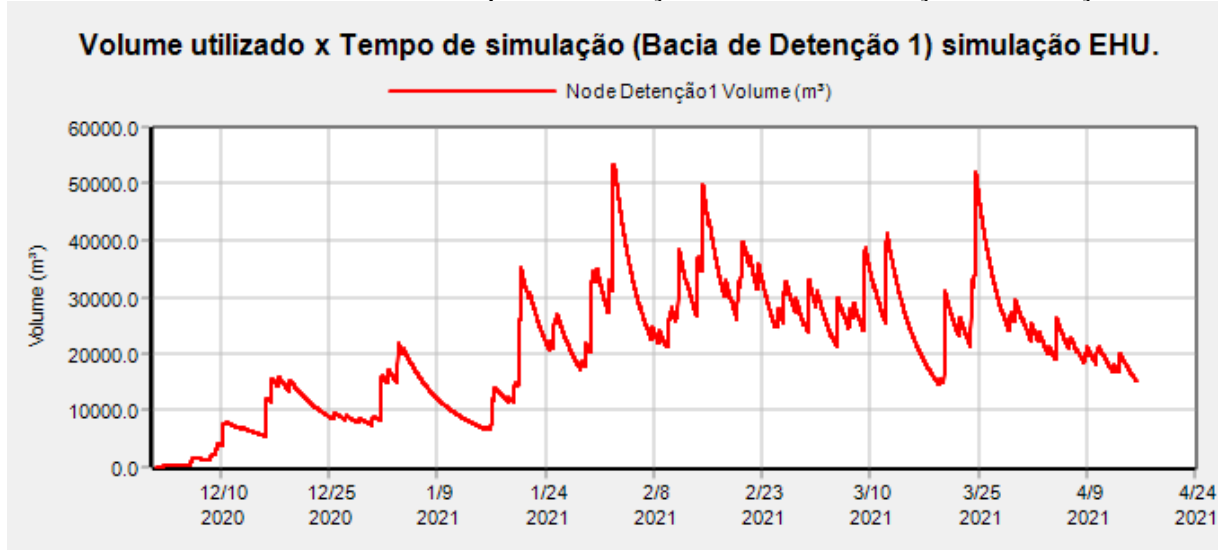
Storage Unit	Average Volume 1000 m3	Average Percent Full	Evaporation Loss %	Exfiltration Loss %	Maximum Volume 1000 m3	Maximum Percent Full	Day of Maximum Volume	Hour of Maximum Volume	Maximum Outflow LPS
Detenção1	20.730	39	0	0	53.451	100	63	09:05	2768.87
Detenção2	7.014	26	0	0	26.643	100	63	11:30	1931.11

Fonte: Autor, 2022.

Analisando o gráfico 21, volume em função do tempo do reservatório, é possível notar a constância de armazenamento entre janeiro e março das duas bacias de detenção.

Além do mais é possível notar na bacia de Detenção 1, a presença de mais dois picos de volume próximos à capacidade limite de armazenamento. O valor chega a 52.077m³ (97,5%) no dia 24 de março e a 49.986m³ (93,5%) no dia 14 de fevereiro.

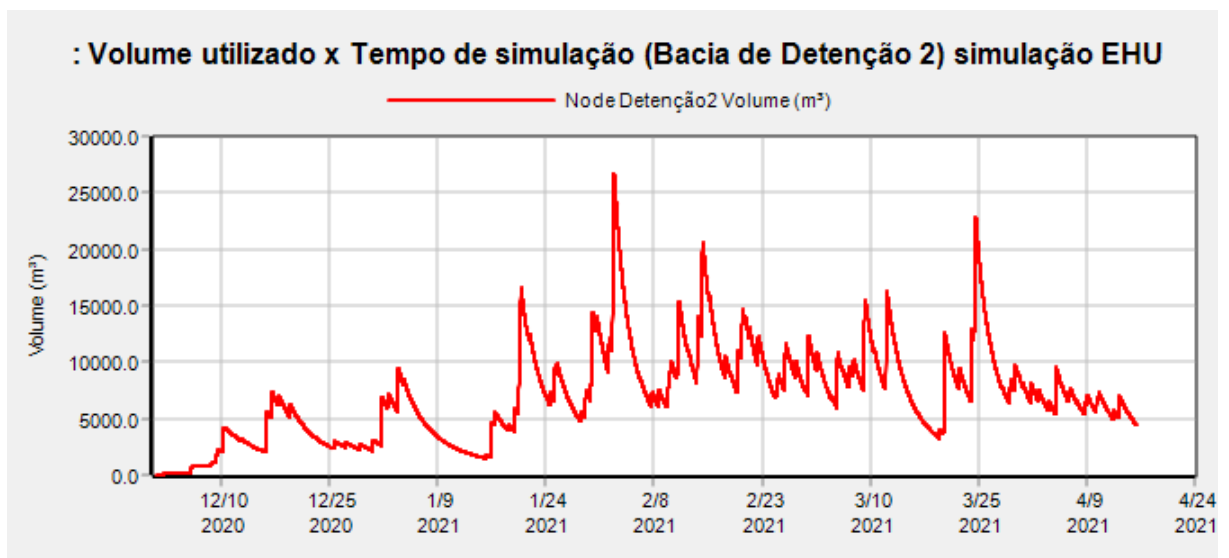
Gráfico 21: Volume utilizado x Tempo de simulação - Bacia de Detenção 1 simulação EHU.



Fonte: Autor, 2022.

Já na bacia de detenção 2, é possível notar mais dois picos entre o intervalo de volume compreendido entre 20.000m³ a 25.000m³. Esses valores mais próximos da capacidade limite equivalem a 22.893m³ no dia 24 de março e a 20.615m³ no dia 14 de março.

Gráfico 22: Volume utilizado x Tempo de simulação - Bacia de detenção 2 simulação EHU.



Fonte: Autor, 2022.

Percebe-se, portanto, que os reservatórios irão permanecer sempre com volume de água durante o período analisado.

A máxima vazão de entrada na bacia de detenção 1 e 2, é de 3.866,94 L/s e de 2.140,66 L/s respectivamente (coluna 3, tabela 23) e ocorrem no dia 20 de março em ambos os casos. Curiosamente, é o período em que se celebra o fenômeno do equinócio das Águas, batizado assim por conta da estação chuvosa que se justifica pelo aumento do nível das águas favorecido pela atração astral sol e lua.

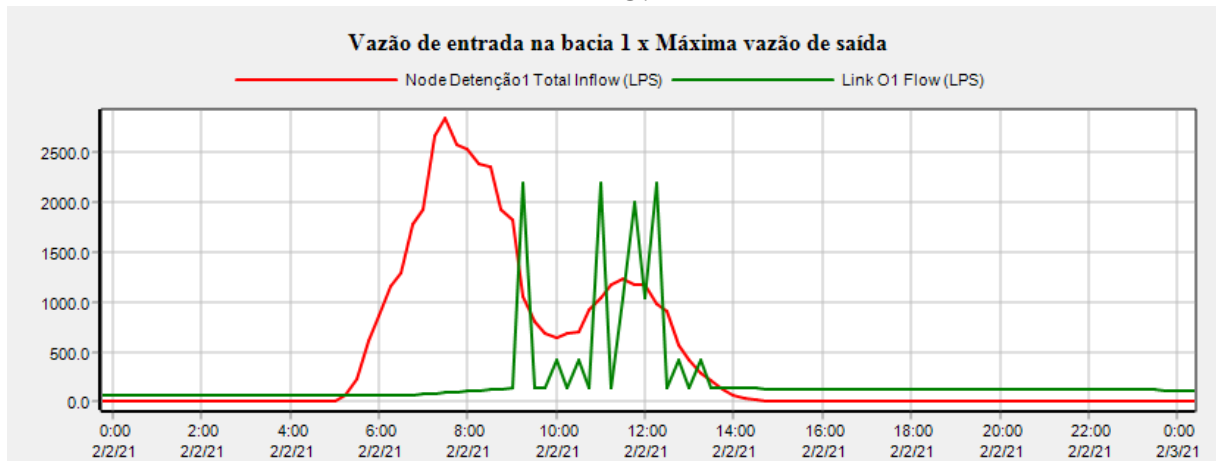
Tabela 23: Estatísticas de vazões de entrada das bacias de detenção - Simulação EHU.

Node	Type	Maximum Lateral Inflow LPS	Maximum Total Inflow LPS	Day of Maximum Inflow	Hour of Maximum Inflow	Lateral Inflow Volume 10 [^] 6 ltr	Total Inflow Volume 10 [^] 6 ltr	Flow Balance Error %
Detenção1	STORAGE	253.38	3866.94	109	07:05	29.9	447	-0.136
Detenção2	STORAGE	0.00	2140.66	109	07:05	0	250	0.105
E1	OUTFALL	0.00	1950.77	63	11:35	0	540	0.000
E2	OUTFALL	0.00	1574.12	63	11:30	0	245	0.000

Fonte: Autor, 2022.

Observa-se que, também para essa simulação, a máxima vazão de saída não ocorre com a máxima vazão de entrada. Além disso, ocorre o transbordamento da bacia de detenção 1, implicando que a vazão máxima no valor de 2.190,8 L/s de saída pelo furo foi atingida, funcionando afogado por determinado tempo. As vazões máximas de saída podem ser visualizadas nos gráficos 23 e 24.

Gráfico 23: Vazão de entrada x Máxima vazão de saída - Bacia de detenção 1 simulação EHU.



Fonte: Autor, 2022.

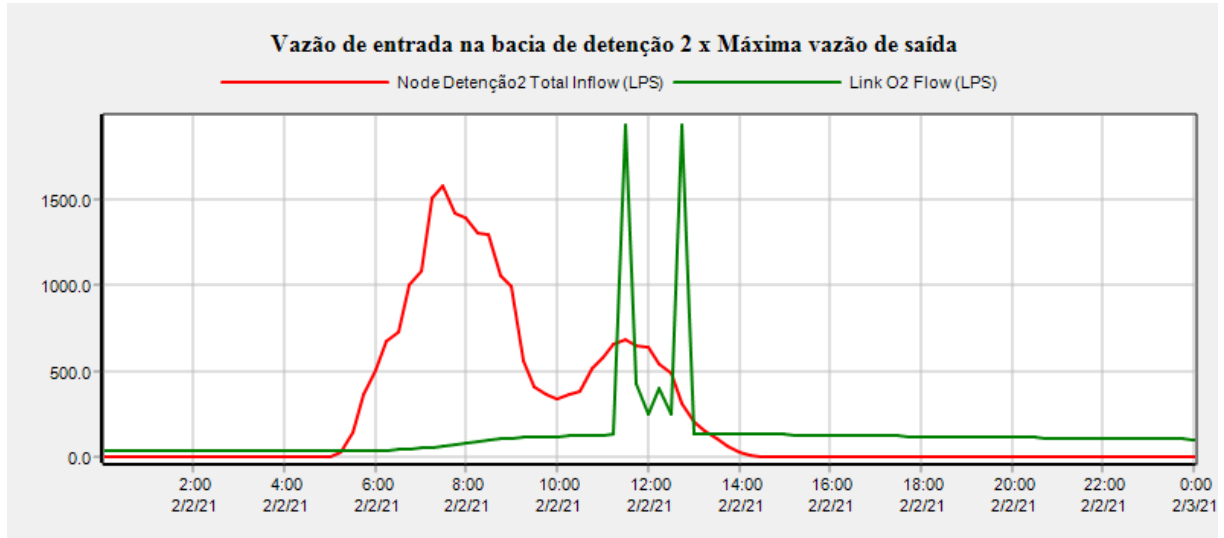
Dessa maneira, assumindo a eficiência como a relação entre máxima vazão de saída pela máxima vazão da entrada (coluna 3, tabela 23), tem-se uma eficiência 28,4% de para redução de vazão para a Detenção 1.

O mesmo ocorre para a bacia de Detenção 2, a máxima vazão de saída não ocorre com a máxima vazão de entrada e com a presença de transbordamento da bacia. Novamente, a máxima vazão de saída para a bacia de Detenção 2 ocorre no dia 02 de fevereiro, sendo registrado na simulação uma vazão máxima de saída somente pelo orifício de 1.931,11 L/s.

Dessa maneira, assumindo a eficiência como a relação entre máxima vazão de saída pela máxima vazão da entrada (coluna 3, tabela 23), tem-se uma eficiência de 9,7% de para redução da vazão da Detenção 2.

Percebe-se que para essa simulação, a eficiência da bacia foi bem menor se comparada com a simulação da estação A249, pois a bacia, para essa simulação transbordou, fazendo com que o orifício de saída atuasse com vazão máxima.

Gráfico 24: Vazão de entrada x Máxima vazão de saída - Bacia de retenção 2 simulação EHU.



Fonte: Autor, 2022.

As sub bacias simuladas geram escoamentos superficiais semelhantes, visto que todas foram modeladas com as mesmas dimensões para simplificação da modelagem. Além disso, os parâmetros das sub-bacia são iguais como explicado no item 3.5 – Modelagem da rede de drenagem no SWMM. Dessa maneira, é possível analisar o balanço hídrico de cada sub bacia para a simulação com a estação EHU pela média dos resultados individuais conforme tabela 24 a seguir.

Tabela 24: Média do balanço hídrico por sub bacia simulação estação EHU.

Total Precipitado mm	Média Evaporado mm	Média infiltrado mm	Média Escoado mm	Pico Médio Escoamento mm	Média Runoff Coef
1.475,50	0,00	87,76	1.396,32	65,72	0,94

Fonte: Autor, 2022.

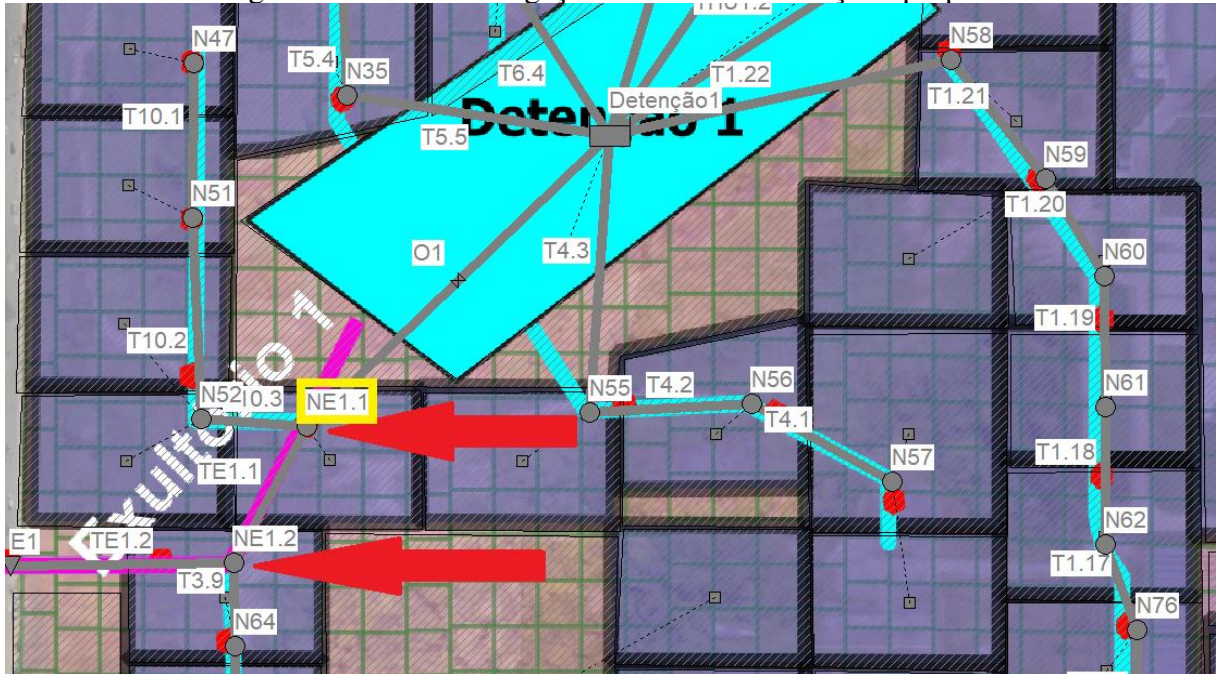
Para essa simulação EHU, observa-se que há alagamento em alguns nós como dito anteriormente, causando no sistema algumas perturbações como o transbordamento de ambas as bacias de retenção e conseqüentemente o afogamento dos nós e condutos imediatos de saída das bacias de retenção.

O total transbordado pelas bacias de retenção foi de 628.000 L e de 30.000 L para as bacias 1 e 2 respectivamente.

Os PV's localizados imediatamente na saída das bacias 1 (NE1.1, imagem 36) e 2 sofreram alagamentos ainda maiores, catastróficos em resumo, com valores de 2.555.555 L e de 166.000 L respectivamente.

O alagamento na proporção elevada que houve no PV (nó) da saída da bacia 1 deve-se ao fato de que há dois trechos no traçado proposto que não são conectados na bacia de detenção, como evidencia a imagem 36.

Imagem 36: Detalhe na ligação dos trechos do traçado proposto.



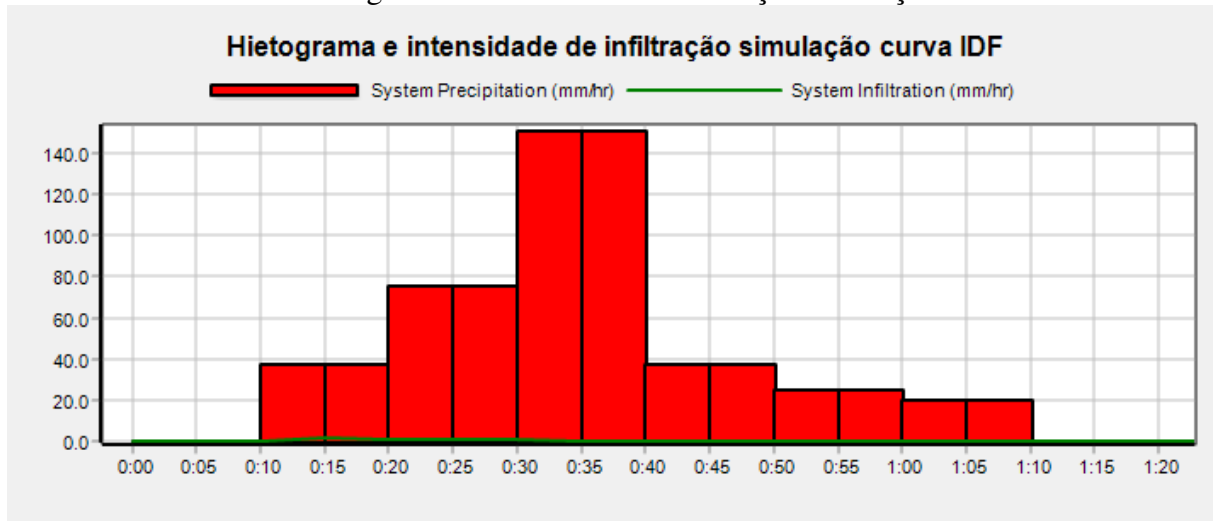
Fonte: Autor, 2022.

Conseqüentemente, os trechos (condutos) imediatos à saída das bacias, os quais possuem dimensão de 1m de diâmetro, ficaram em carga por 75 min para o conduto da saída da bacia de detenção 1 (TE1.1, imagem 37) e por cerca de 10 min para o conduto da saída da bacia de detenção 2.

4.4. SIMULAÇÃO EVENTO CURVA IDF

O gráfico 25 apresenta o hietograma e intensidade de infiltração da simulação com a curva IDF e, como já explicado anteriormente, o evento simulado conta apenas com uma precipitação com tempo de retorno de 10 anos e com duração de 1 hora de duração.

Gráfico 25: Hietograma e intensidade de infiltração simulação curva IDF.



Fonte: Autor, 2022.

Nota-se que o pico de precipitação para esse evento chuvoso é de 150 mm/h com duração de 10min.

Enquanto isso, a intensidade máxima de infiltração relatada fica na ordem de 1,68 mm/h no início da precipitação.

Não foram inseridos dados de temperatura nessa simulação. Dessa maneira, não foi possível estimar nenhum tipo de perdas por evaporação.

O balanço hídrico do sistema para a simulação da curva IDF é resumido na tabela 25 a seguir.

Tabela 25: Balanço hídrico da simulação curva IDF.

Descrição	Volume	
	(10 ⁶ .m ³)	mm
Precipitação Total	4,79	57,7
Perdas por Infiltração	0,072	0,879
Escoamento Superficial	4,257	51,763

Fonte: Autor, 2022.

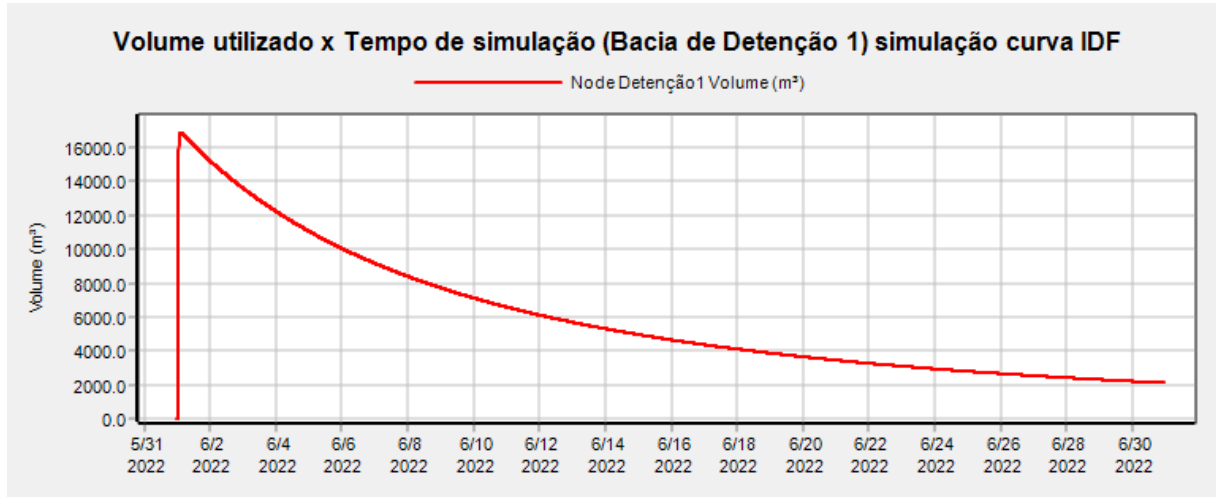
Por sua vez, as bacias de Detenção 1 e 2 apresentaram respectivamente 31% e 34% de ocupação dos seus volumes previstos (coluna 6 da tabela 26), sendo no total 16.749m³ para a bacia de Detenção 1 e 9.133m³ o volume reservado para a bacia de Detenção 2 (coluna 5 da tabela 26).

Tabela 26: Estatísticas de volume das bacias de detenção - Simulação curva IDF.

Storage Unit	Average Volume 1000 m3	Average Percent Full	Evaporation Loss %	Exfiltration Loss %	Maximum Volume 1000 m3	Maximum Percent Full	Day of Maximum Volume	Hour of Maximum Volume	Maximum Outflow LPS
Detenção1	10.323	19	0	0	16.749	31	0	02:00	23.40
Detenção2	5.751	22	0	0	9.133	34	0	01:56	27.13

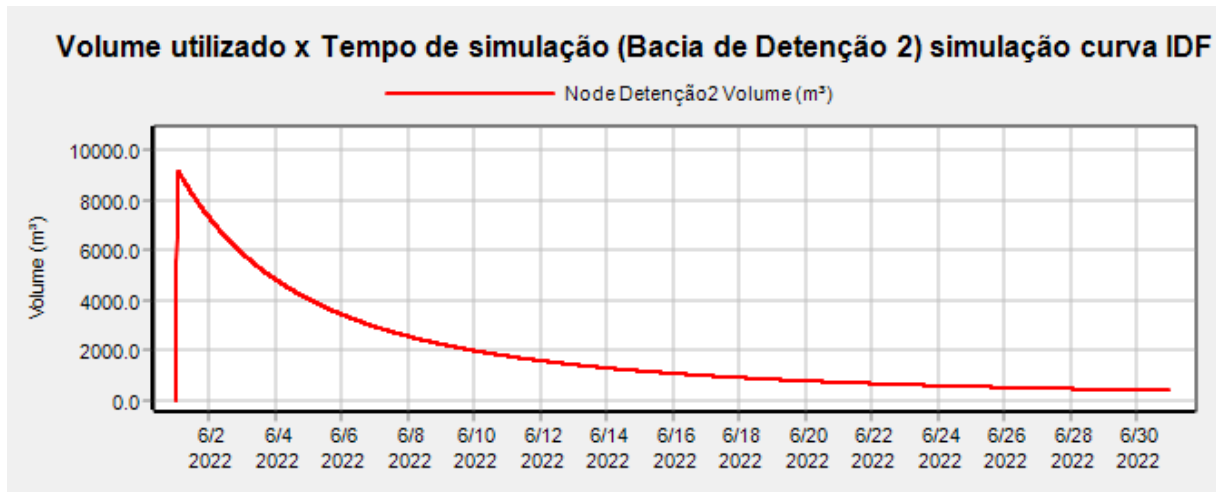
Fonte: Autor, 2022.

Gráfico 26: Volume utilizado x Tempo de simulação (Bacia de Detenção 1) simulação curva IDF.



Fonte: Autor, 2022.

Gráfico 27: Volume utilizado x Tempo de simulação (Bacia de Detenção 2) simulação curva IDF.



Fonte: Autor, 2022.

Percebe-se, portanto, que os reservatórios demoram a secar. Mesmo após 30 dias de simulação, eles continuam com certo volume de água.

As máximas vazões de entrada nas bacias de detenção 1 e 2 são de 9.498,12 l/s e 5.295,45 l/s respectivamente (coluna 3, tabela 27).

Tabela 27: Estatísticas de vazões de entrada das bacias de detenção - Simulação curva IDF.

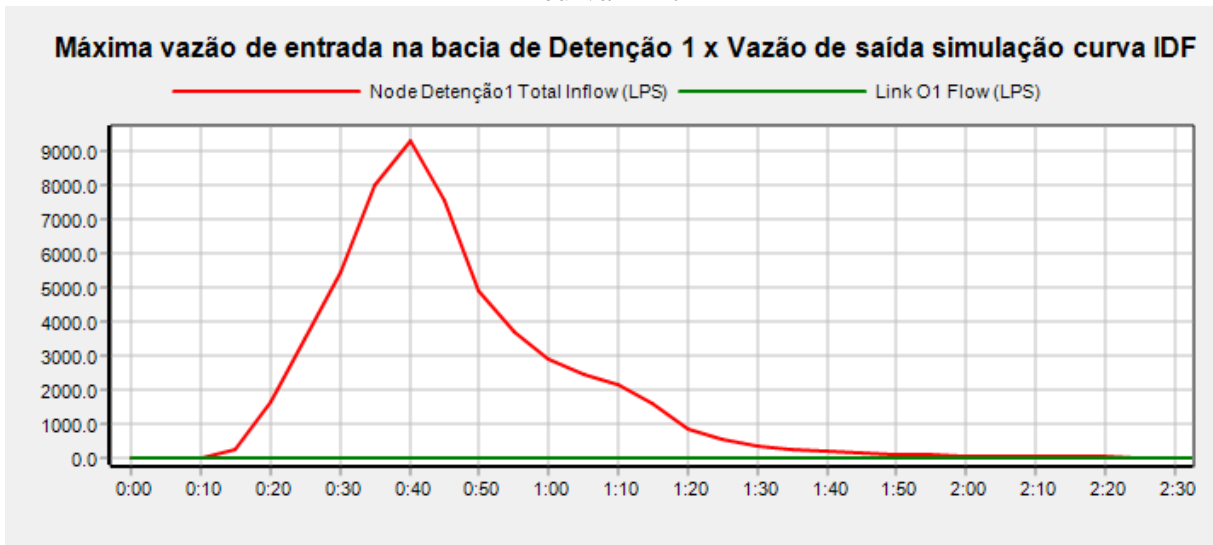
Node	Type	Maximum Lateral Inflow LPS	Maximum Total Inflow LPS	Day of Maximum Inflow	Hour of Maximum Inflow	Lateral Inflow Volume 10 ⁶ ltr	Total Inflow Volume 10 ⁶ ltr	Flow Balance Error %
Detenção1	STORAGE	777.76	9498.12	0	00:42	1.22	17	0.003
Detenção2	STORAGE	0.00	5295.45	0	00:42	0	9.27	0.007
E1	OUTFALL	0.00	2350.28	0	00:44	0	18.9	0.000
E2	OUTFALL	0.00	27.13	0	01:58	0	8.88	0.000

Fonte: Autor, 2022.

A eficiência das bacias pode ser visualizada nos gráficos 28 e 29, o qual relacionam a máxima vazão de entrada e a máxima vazão de saída.

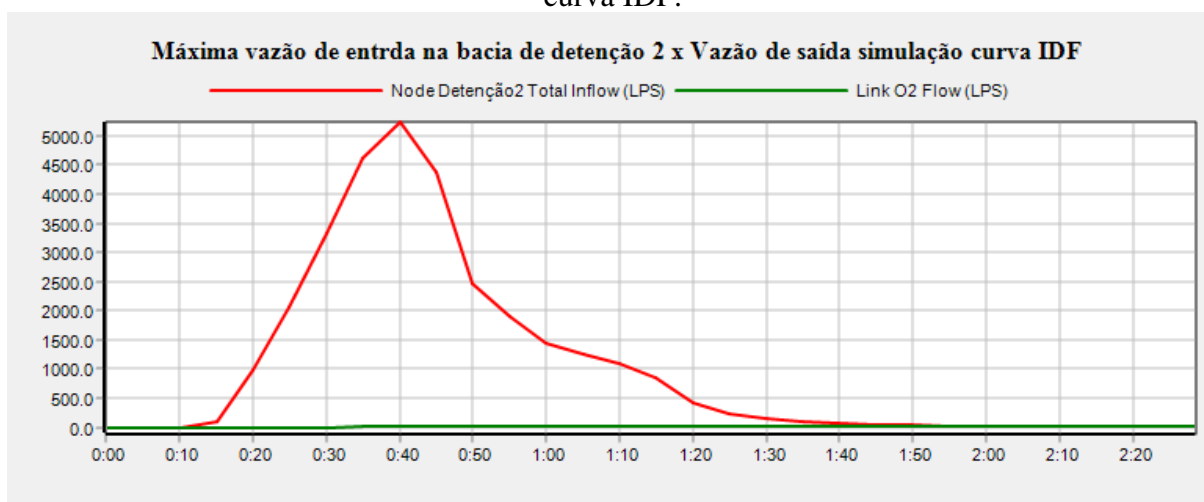
Dessa maneira, assumindo a eficiência como a relação entre máxima vazão de saída (coluna 9, tabela 27) pela máxima vazão da entrada (coluna 3, tabela 28), tem-se uma eficiência 99,7% de para saída da Detenção 1. Da mesma maneira para a bacia de detenção 2, tem-se uma eficiência 99,5%.

Gráfico 28: Máxima vazão de entrada na bacia de Detenção 1 x Vazão de saída simulação curva IDF.



Fonte: Autor, 2022.

Gráfico 29: Máxima vazão de entrada na bacia de Detenção 2 x Vazão de saída simulação curva IDF.



Fonte: Autor, 2022.

Como explicado nas análises anteriores, é possível analisar o balanço hídrico de cada sub bacia para a simulação com a estação EHU pela média dos resultados individuais conforme tabela 28 a seguir.

Tabela 28: Média do balanço hídrico por sub bacia simulação estação curva IDF.

Total Precipitado mm	Média Evaporado mm	Média infiltrado mm	Média Escoado mm	Pico Médio Escoamento mm	Média Runoff Coef
57,70	0,00	0,58	56,31	198,69	0,98

Fonte: Autor, 2022.

Para essa simulação com a curva IDF, observa-se que as principais problemáticas do sistema ocorreram à montante do sistema com o alagamento de vários nós. Resume-se que que 3.154.000 L transbordaram nos nós. Em relação à bacia total do campus, essa quantidade de água equivale à aproximadamente 4mm de precipitação.

4.5. MÉTODO RACIONAL

Conforme explicado no item 3.4 – Simulações dos eventos, o método racional buscou quantificar a vazão máxima das duas sub bacias com o cenário atual de uso e ocupação do solo e com o cenário de intervenção proposto a fim de analisar os possíveis impactos causados e comparar, na medida no possível, com o modelo hidráulico-hidrológico simulado com o SWMM. Os resultados obtidos foram resumidos na tabela 29 a seguir.

Tabela 29: Vazões máximas Método Racional campus Marco Zero.

Bacia Campus Marco Zero		
Vazões máximas (m³/s)		
Método Racional		
	Cenário atual	Intervenção Proposta
Sub Bacia 1	4,067	5,101
Sub Bacia 2	2,652	3,517
Totais	6,719	8,618

Fonte: Autor, 2022.

Nota-se que o acréscimo entre vazões máximas se dá na ordem de 1,992 m³/s, ou seja, cerca de 2.000 L/s. Aumento considerável de 29%, haja visto que área urbanizada aumentou em apenas 13,3% (conforme a análise das tabelas 2 e 3 no item 3.1.1 – Uso e ocupação do solo).

Com todos os dados, foi possível calcular o volume a ser armazenada através do método do hidrograma racional como explicado no item 2.3 – Bacias de Detenção e Retenção. Foi possível também estimar o volume a ser armazenado pelas bacias através do método das relações simplificadas de Urbonas e Glidden. Os resultados são expressos na tabela 30 a seguir.

Tabela 30: Resultados para Cálculo de Volume das bacias: Métodos Teóricos.

Bacias de Detenção		
Método para Cálculo de Volume (m³)		
	Método Hidrograma Racional	Relações simplificadas de Urbonas e Glidden
Sub Bacia 1	855,47	42.161,41
Sub Bacia 2	616,36	24.675,64
Totais	1.471,83	66.837,05

Fonte: Autor, 2022.

4.6. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE RESULTADOS

É possível notar que em cada simulação realizada há uma peculiaridade. A tabela 31 apresenta os principais dados analisados reunidos para auxiliar na discussão sobre as bacias de detenção.

Tabela 31: Análise comparativa entre os resultados simulados.

Descrição dados	Simulações realizadas					
	A249	EHU	IDF	Método Racional	Hidrograma Racional	Urbanas e Glidden
Precipitação máxima sub bacia 1 (mm/h)	73	43	150	94,27	-	-
Precipitação máxima sub bacia 2 (mm/h)	73	43	150	99,87	-	-
Precipitação Total (10 ⁶ .m ³)	524,18	121,28	4,79	-	-	-
Perda por evaporação (10 ⁶ .m ³)	10,65	-	-	-	-	-
Perda por infiltração (10 ⁶ .m ³)	44,92	9,38	0,07	-	-	-
Volume total da Bacia 1 (m ³)	53.451	53.451	53.451	-	855,47	42.161,41
Volume total da Bacia 2 (m ³)	26.643	26.643	26.643	-	616,36	24.675,64
Volume máximo ocupado da Bacia 1 (m ³)	42.957	53.451,00	16.749	-	-	-
Volume máximo ocupado da Bacia 2 (m ³)	22.742	26.646	9.133	-	-	-
Máxima vazão de entrada Bacia 1 (L/s)	6.608,19	3.866,94	9.498,12	5.101	-	-
Máxima vazão de entrada da Bacia 2 (L/s)	3.637,68	2.140,66	5.295,45	3.517	-	-
Máxima vazão de saída da Bacia 1 (L/s)	96,57	2.768,87	23,4	-	-	897
Máxima vazão de saída da Bacia 2 (L/s)	106,46	1.931,11	27,13	-	-	582
Transbordamento da Bacia 1	NÃO	SIM	NÃO	-	-	-
Transbordamento da Bacia 2	NÃO	SIM	NÃO	-	-	-
Alagamento dos Nós	NÃO	SIM	SIM	-	-	-

Fonte: Autor, 2022.

Percebe-se que as precipitações divergem bastante em valores, contudo as precipitações elevadas não resultam em maiores armazenamentos, visto que foi justamente com a menor precipitação máxima que ocorreu o transbordamento da bacia como explicado no item 4.3 – Simulação Evento Estação EHU. Ressalta-se ainda que, o transbordamento nos nós possam resultar em consideráveis volumes que não foram contabilizados para o volume das bacias.

É interessante notar que nas três simulações computacionais, a diferença entre o total de vazão de entrada e total de vazão de saída de cada sub bacia é considerável, resultando em elevado tempo para esvaziar totalmente a bacia de detenção e contribuindo para uma maior probabilidade de transbordamento da detenção, como ocorre na simulação com a estação EHU.

O transbordamento na simulação com a estação EHU ocorreu, principalmente, por conta das precipitações mais constantes e intensas, perceptíveis analisando os gráficos 16 e 21 de

volume. É notório que o gráfico 16 permanece em um platô com volume elevado, porém constante, enquanto no gráfico 21 nota-se grandes variações de volume, o que indica constantes precipitações e pouco tempo para vazão.

As vazões de saída para cada sub bacia, estimadas por Urbonas e Glidden são bem elevadas se comparadas com as simuladas, o que leva a considerar a possibilidade do aumento da vazão de saída seja através do aumento da dimensão dos orifícios ou ainda aumentando a quantidade de saídas, condição que poderia contribuir para o maior sucesso da implementação das detenções, caso uma maior vazão de saída não compromettesse o entorno.

Isto posto, percebe-se que a principal dificuldade apontada pelas bacias simuladas está no armazenamento de precipitações constantes, uma vez que o solo fica saturado e a parcela de infiltração passa a ser mínima.

Mesmo o principal objetivo de uma detenção ser a redução de pico (o que foi evidenciado), deduz-se, contudo, que o aumento da vazão de saída seria ideal para a bacia conseguir comportar também grandes volumes sem transbordamento.

Aumentar o a vazão de saída, reduziria a eficiência das bacias, porém como os resultados obtidos forma bem elevados, na ordem de 90%, entende-se que atingir um equilíbrio entre vazão de saída e capacidade de armazenamento seria uma solução para combater volumes constantes de precipitação que ocorrem durante a estação chuvosa.

Quanto aos métodos teóricos, nota-se grande diferença com os valores teóricos para o volume estimado da bacia, principalmente quanto ao método do hidrograma racional, mesmo ele sendo somente a diferença de armazenamento, situação que poderia utilizada para bacias de detenção em paralelo; enquanto a vazão de pico total do sistema através do método racional assemelha-se com os modelos simulados.

Em suma, verifica-se que a parcela de perdas por evaporação e infiltração na simulação A249 correspondeu a cerca de 2% e 8,5% respectivamente em relação ao total precipitado, totalizando 10,5% de perdas pelo fator solo e clima. Aparentemente possuem pouca contribuição, porém resultam e milhões de litros de água que não são escoados, confirmando a necessidade da consideração de perdas por evaporação e infiltração para a simulação mais assertiva das bacias de detenção.

5. CONCLUSÃO

Quanto a proposta apresentada nesse trabalho, considera-se que o uso das bacias de retenção, como forma de garantir ótimo desempenho de drenagem no seu interior e ainda sem prejudicar o meio externo, é aplicável, garantindo grande potencial para um crescimento urbano ordenado e equilibrado com o desenvolvimento sustentável.

Contudo é preciso maior disponibilidade e confiabilidade de dados para projetos de drenagem para a área em questão, seja ele relativo ao clima ou ao solo, como os dados de precipitação, dados referentes à capacidade de infiltração do solo e ainda da localização do nível da água.

Os resultados obtidos, através das simulações, comprovaram que a implantação da bacia de retenção chega a promover grande eficiência, na ordem de 98,5% na redução das vazões de entrada. Entretanto, necessitam de planos de segurança, como por exemplo, a concepção de vertedouros de emergência.

Confirmou-se que o campus gera considerável escoamento superficial devido à baixa permeabilidade do solo e que também é por esse motivo que as soluções individuais atualmente adotadas não possuem sucesso, sendo apenas soluções mitigadoras a prazo imediato que ocupam considerável área de construção para sua implantação.

O trabalho em questão apresenta e aponta a utilização de uma solução sustentável de prática bem comum em território nacional. Muitas outras técnicas de drenagem podem ser usadas combinadas com as bacias simuladas, algumas inclusive já são utilizadas pelo campus. Todavia, o reuso de águas pluviais e telhados verdes são práticas ainda não evidenciadas, que podem contribuir concomitantemente com a proposta, minimizando o problema em sua origem.

Sugere-se que essa prática possa se tornar comum cada vez mais nos projetos da universidade e conseqüentemente das cidades do Amapá, pois como abordado nesse trabalho, há uma necessidade global renovada nos encontros mundiais sobre o meio ambiente desde a década de 70 com a conferência de Estocolmo, sendo mais claro as práticas a serem adotadas no decorrer dos anos.

Por sua vez, o projeto de extensão possui grande responsabilidade para garantir as diretrizes e manutenção do desenvolvimento do campus para os próximos anos, implementando todas as atividades por ele propostas, soluções técnicas que visem o vasto horizonte de projetos que o campus Marco Zero possui, fazendo com que projetos concebidos de maneira pontual sejam prática cada vez menos comuns no cotidiano da universidade.

Quanto a metodologia adotada neste trabalho, espera-se que as ferramentas utilizadas criem caminhos para mais estudos para esse tipo de problemática e para diferentes temas.

Sabe-se que os levantamentos de campo são essenciais para calibração e validação de simulações computacionais, dessa maneira o conhecimento sobre a metodologia para esse tipo de levantamento é fundamental para a simulação. Entende-se, portanto, que para os levantamentos de imagens aéreas, alguns protocolos iniciais para o planejamento do voo deveriam ser tomados para a obtenção de resultados ainda mais precisos, como a demarcação em solo de pontos de referência, a escolha de dias mais ensolarados e até mesmo melhor qualidade da imagem do levantamento aéreo.

Quanto aos estudos dos solos, seriam mais proveitosos caso os laudos de sondagem fossem mais precisos e confiáveis. Para isso, sugerem-se diretrizes para como devem ser realizados esse tipo de investigação dentro do campus, indicando por exemplo cotas naturais de terrenos, estudos mais precisos sobre as características físicas do solo possibilitados pelas amostras do ensaio e ainda maior rigor no critério de parada, visto que apenas no laudo de sondagem da obra do Hospital Universitário foi possível evidenciar o nível da água.

Espera-se também que diferentes tipos de ensaio sejam executados em mais áreas do campus, com o intuito de quantificar ainda mais precisamente a permeabilidade do solo, e que eles sejam realizados em diferentes estações do ano, com o intuito de criar banco de dados para idealizações de projetos como apresentado nesse trabalho.

Quanta aos dados de precipitação, parâmetro essencial para projetos de drenagem e outros, esperasse que as Plataformas Automáticas de Coleta de Dados (PCDs), tanto dentro como fora da universidade, possam ser expandidas, modernizadas e sempre atendidas de manutenção para a disponibilização de dados mais precisos e confiáveis para a elaboração de projetos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CANHOLI, Aluísio Pardo. **Drenagem Urbana e controle de enchentes**. São Paulo. Oficina de Textos, 2005. ISBN: 978-85-86238-43-7.

CEOLIN, L.F.M. (2019). **Análise Hidráulica-Hidrológica da Implantação de Bacias de Retenção e Detenção em Vicente Pires**. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 99 p.

COLLISCHON, Walter; DORNELLES, Fernando. **Hidrologia para engenharia e ciências ambientais**. - Porto Alegre. ABRH. 2013. 317f. ISBN: 978-85-8868-634-2

COSTA, Gabriela N.P. **Comparação dos métodos de escoamento não permanente e permanente uniforme para o dimensionamento de galerias de drenagem**. 2013. 66f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos.

CPRM - Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais. **Atlas Pluviométrico do Brasil; Equações Intensidade-Duração-Frequência**. Município: Macapá. Estação Pluviográfica: São Francisco, Código 00052000/ Andressa Macedo Silva de Azambuja, Luana Kessia Lucas Alves e Eber José de Andrade Pinto – Belém: Serviço Geológico do Brasil - CPRM, 2017.

De SOUZA, E.B.; CUNHA, A.C. **Climatologia de Precipitação no Amapá e mecanismos climáticos de grande escala**. In: CUNHA, Alan Cavalcanti da; De SOUZA, Everaldo Barreiros, CUNHA, Helenilza Ferreira Albuquerque (coord.). Tempo, Clima e Recursos Hídricos: Resultados do projeto REMETAP no estado do Amapá. Macapá: IEPA, 2010. p.177-195.

EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. **Brasil em relevo**. c2022. Disponível em: <<https://www.cnpm.embrapa.br/projetos/relevobr/download/ap/ap.htm>>. Acessado em: 07 de mar. de 2022.

EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos** / Humberto Gonçalves dos Santos ... [et al.]. – 5. ed., rev. e ampl. – Brasília, DF: Embrapa, 2018. 356 p.: il. color.; 16 cm x 23 cm. ISBN 978-85-7035-800-4.

EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. **Solos para todos: perguntas e respostas**. BATISTA, M. A; PAIVA, D. W.; MARCOLINO, A. Rio de Janeiro: Embrapa Solos, 2014. 87 p. ISSN 1517-2627.

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Manual técnico de pedologia: guia prático de campo** / IBGE, Coordenação de Recursos Naturais e Estudos Ambientais. - Rio de Janeiro: IBGE, 2015. 134 p. ISBN 978-85-240-4361-1

INMET – Instituto Nacional de Meteorologia. Disponível em: <INMET :: BDMEP>.Acessado em: 15 de fev. de 2022.

INSTITUTO TRATA BRASIL. Ranking do Saneamento Trata Brasil, c2022. Disponível em: < [Ranking do Saneamento - Trata Brasil](#) >.Acessado em: 17 de jun. de 2022.

LEITE, M. E. C. **Monitoramento e Modelagem das águas da Drenagem Urbana na bacia do lago Paranoá**. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Publicação PTARH.DM-148/2013, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, DF, p. 179. 2013.

MIGUEZ, Marcelo Gomes. **Drenagem urbana: do projeto tradicional à sustentabilidade/** Marcelo Gomes Miguez, Aline Pires Veról, Osvaldo Moura Rezende. -1. ed – Rio de Janeiro: Elsevier, 2016. ISBN 978-85-352-7746-3.

OTTONI, A.B; ROSIN A.R.G; FOLONI **Drenagem Urbana: Soluções Alternativas Sustentáveis**. 1 ed. – Tupã: ANAP, 2018. ISBN 978-85-68242-70-4.

PARANÁ, Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Recursos Hídricos na SUDERHSA. **Manual de Drenagem Urbana Volume I**. Paraná, 2017.

ROSSMANN, L. A. **Storm Water Management Model - User's Manual Version 5.0. EPA/600/R-05/040. National Risk Management Research Laboratory. Office of Research and Development. Cincinnati, OH 45268, USA, 2010.** Tradução Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento Universidade Federal da Paraíba, UFPB, BRASIL.

ROSSMANN, L. A.; SIMON, M.A. **Storm Water Management Model User's Manual Version 5.2.** US EPA Office of Research and Development. Washington, DC. 2022.

SALASSIER, B.; SOARES A. A.; MANTOVANI E. C. **Manual de Irrigação**. 8º ed. - Viçosa: Ed. UFV, 2006.

SÃO PAULO (Cidade). Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; diretrizes para projetos**. São Paulo: SMDU, 2012. 128p. il. V.3. ISBN 978-85-66381-03-0.

SOUSA, T. S.; CUNHA, H. F. A.; CUNHA, A. C.. Risco de alagamentos influenciados por fatores ambientais em zonas urbanas de Macapá e Santana/AP. Revista Ibero Americana de Ciências Ambientais, v.12, n.4, p.245-259, 2021. DOI: <http://doi.org/10.6008/CBPC2179-6858.2021.004.0021>

TAVARES, João Paulo Nardin. **Características da climatologia de Macapá-AP**. Uberlândia: Caminhos da Geografia, 2014. Disponível em: <v. 15 n. 50 (2014): Junho | Caminhos de Geografia (ufu.br)>. Acesso em: 26 mar. 2022.

TUCCI, Carlos E. M. **Hidrologia: ciência e aplicação** – 2. Ed.:2.reimpr. – Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS: ABRH. 2001. ISBN 85-7025-298-6.

TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L.; BARROS, M. T. **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 1995.

UNIFAP – Universidade Federal do Amapá. Unifap, c2019. **Diligência a estação meteorológica automática Macapá-A249 INMET**. Disponível em: < Diligência a Estação Meteorológica Automática Macapá-A249 do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) – ENGENHARIA ELÉTRICA (unifap.br) >. Acessado em: 15 de fev. de 2022.

UNIFAP - Universidade Federal do Amapá. **Plano de Desenvolvimento Institucional – PDI 2020-2024, c2019**. Disponível em: < <https://www2.unifap.br/pdi/files/2020/01/PDI-2020-2024-Consulta-P%C3%BAblica.pdf> >. Acessado em: 19 de jun. de 2022.

VINAGRE, M. V. D. A.; LIMA, A. C. D. M.; JUNIOR, D. L. D. L. **Estudo de Comportamento Hidráulico da Bacia do Paracuri em Belém (PA) Utilizando o Programa Storm Water Management Model**. Scielo, Rio de Janeiro, v. 20, n. 3, 2015.

ANEXO I

Tabela 32: Aferição em campo ensaio de infiltração ponto de ensaio 1.

Tempo acumulado (min)	Leitura (cm)	Réguas reposições água (cm)	Diferença (cm)	Infiltração acumulada (cm/h)	Velocidade de infiltração (cm/h)	Velocidade de infiltração (mm/h)
0	12,9		0	0	0,0000	0,000
1	12,9		0	0	0,0000	0,000
3	12,9		0	0	0,0000	0,000
5	12,9		0	0	0,0000	0,000
10	12,9		0	0	0,0000	0,000
15	12,9		0	0	0,0000	0,000
20						

Fonte: Autor, 2022.

Tabela 33: Aferição em campo ensaio de infiltração ponto de ensaio 2.

Tempo acumulado (min)	Leitura (cm)	Réguas reposições água (cm)	Diferença (cm)	Infiltração acumulada (cm/h)	Velocidade de infiltração (cm/h)	Velocidade de infiltração (mm/h)
0	11,5		0	0	0,0000	0,000
1	11		0,5	0,5	0,0083	0,083
3	11		0	0,5	0,0028	0,028
5	11		0	0,5	0,0017	0,017
10	10,9		0,1	0,6	0,0010	0,010
15	10,9		0	0,6	0,0007	0,007
20						

Fonte: Autor, 2022.

Imagem 37: Ponto do ensaio 2 - raspagem superficial do terreno e posicionamento dos instrumentos.



Fonte: Autor, 2022.

Imagem 38: Ponto do ensaio 2 - preparação para início do ensaio.



Fonte: Autor, 2022.

Imagem 39: Ponto do ensaio 2 – aferição da régua graduada.



Fonte: Autor, 2022.

Imagem 40: Ponto do ensaio 2 – Fim do ensaio.



Fonte: Autor, 2022.

Imagem 41: Local onde seria realizado o 3º ponto do ensaio de infiltração.



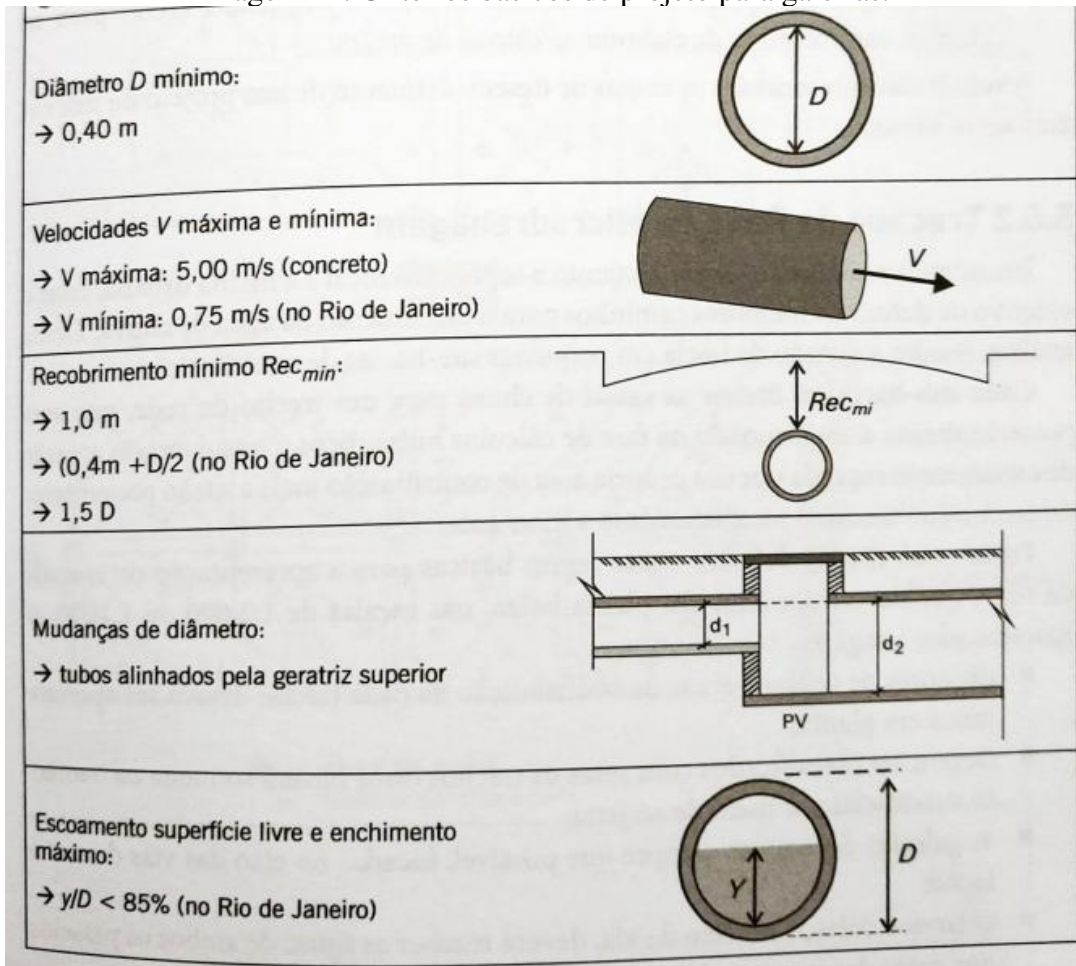
Fonte: Autor, 2022.

Tabela 34: Valores de “n” para escoamento em superfícies.

TIPO DE SUPERFÍCIE	<i>n</i> DE MANNING
Asfalto liso	0,011
Concreto liso/rugoso	0,012
Pisos cerâmicos	0,015
Pavimento intertravado/paralelepípedo	0,024
Gramados (esparcos/densos)	0,15/0,24
Vegetação arbustiva (leve/densa)	0,40/0,80
Plantações rasteiras (normais)	0,13

Fonte: Canholi (2005).

Imagem 42: Critérios básicos de projeto para galerias.



Fonte: MIGUEZ, 2016.

Tabela 35: Valores típicos do coeficiente do escoamento superficial (C).

Valores do coeficiente de escoamento superficial direto adotados pela Prefeitura do Município de São Paulo (P.S. WILKEN, 1978).	
ZONAS	C
Edificação muito densa: Partes centrais, densamente construídas de uma cidade com ruas e calçadas pavimentadas	0,70 - 0,95
Edificação não muito densa: Partes adjacente ao centro, de menos densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 - 0,70
Edificações com poucas superfícies livres: Partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas	0,50 - 0,60
Edificações com muitas superfícies livres: Partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas	0,25 - 0,50
Subúrbios com alguma edificação: Partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construção	0,10 - 0,25
Matas, parques e campos de esporte: Partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados, campos de esporte sem pavimentação	0,05 - 0,20

Fonte: MIGUEZ, 2016.

Memória de Cálculo
Vazão de pico da bacia do campus Marco Zero com o atual
uso e ocupação do solo utilizando o Método Racional

$i := 0.02$ declividade média da bacia (m/m)

$l1 := 0.675$ extensão longitudinal da sub bacia 1 (Km)

$l2 := 0.556$ extensão longitudinal da sub bacia 2 (Km)

$tc1 := 3.98 \cdot \frac{l1^{0.77}}{i^{0.395}} = 13.789$ tempo de concentração da sub bacia 1 (min)

$tc2 := 3.98 \cdot \frac{l2^{0.77}}{i^{0.395}} = 11.876$ tempo de concentração da sub bacia 2 (min)

$a := 558$ $b := 0.0988$ $c := 8.56$ $d := 0.6456$

$T := 10$ tempo de retorno (anos)

$i1 := \frac{a \cdot T^b}{(tc1 + c)^d} = 94.265$ intensidade da chuva da sub bacia 1 (mm/h)

$i2 := \frac{a \cdot T^b}{(tc2 + c)^d} = 99.871$ intensidade da chuva da sub bacia 2 (mm/h)

$C_1 := 0.291$ $C_2 := 0.276$ Coeficiente de runoff médio ponderado para as sub bacias 1 e 2

$A1 := \frac{533757.14}{1000000} = 0.534$ área de drenagem da sub bacia 1 (km²)

$A2 := \frac{346373.48}{1000000} = 0.346$ área de drenagem da sub bacia 2 (km²)

$Q1 := \frac{C_1 \cdot i1 \cdot A1}{3.6} = 4.067$ vazão de pico da sub bacia 1 (m³/s)

$Q2 := \frac{C_2 \cdot i2 \cdot A2}{3.6} = 2.652$ vazão de pico da sub bacia 2 (m³/s)

$Q_T := Q1 + Q2 = 6.719$ vazão de pico total cenário atual de uso e ocupação do solo (m³/s)

Memória de Cálculo
Vazão de pico das sub bacias 1 e 2 do campus Marco Zero
com uso e ocupação do solo conforme intervenção proposta
utilizando o Método Racional

$i := 0.02$ declividade média da bacia (m/m)

$l1 := 0.675$ extensão longitudinal da sub bacia 1 (Km)

$l2 := 0.556$ extensão longitudinal da sub bacia 2 (Km)

$tc1 := 3.98 \cdot \frac{l1^{0.77}}{i^{0.395}} = 13.789$ tempo de concentração da sub bacia 1 (min)

$tc2 := 3.98 \cdot \frac{l2^{0.77}}{i^{0.395}} = 11.876$ tempo de concentração da sub bacia 2 (min)

$a := 558$ $b := 0.0988$ $c := 8.56$ $d := 0.6456$

$T := 10$ tempo de retorno (anos)

$i1 := \frac{a \cdot T^b}{(tc1 + c)^d} = 94.265$ intensidade da chuva da sub bacia 1 (mm/h)

$i2 := \frac{a \cdot T^b}{(tc2 + c)^d} = 99.871$ intensidade da chuva da sub bacia 2 (mm/h)

$C_1 := 0.365$ $C_2 := 0.366$ Coeficiente de runoff médio ponderado para as sub bacias 1 e 2

$A1 := \frac{533757.14}{1000000} = 0.534$ área de drenagem da sub bacia 1 (km²)

$A2 := \frac{346373.48}{1000000} = 0.346$ área de drenagem da sub bacia 2 (km²)

$Q1 := \frac{C_1 \cdot i1 \cdot A1}{3.6} = 5.101$ vazão de pico da sub bacia 1 (m³/s)

$Q2 := \frac{C_2 \cdot i2 \cdot A2}{3.6} = 3.517$ vazão de pico da sub bacia 2 (m³/s)

$Q_T := Q1 + Q2 = 8.618$ vazão de pico total intervenção proposta (m³/s)

**MEMÓRIA DE CÁLCULO
VOLUME BACIAS DE DETENÇÃO
MÉTODO HIDROGRAMA RACIONAL**

$$Q_{p.a1} := 5.101 \quad ; \quad Q_{p.b1} := 4.067 \quad \text{vazões de pico sub bacias 1 e 2 antes e depois (m}^3\text{/s)}$$

$$Q_{p.a2} := 3.517 \quad ; \quad Q_{p.b2} := 2.652 \quad \text{vazões de pico sub bacias 1 e 2 antes e depois (m}^3\text{/s)}$$

$$t_{c.b1} := 13.789 \quad ; \quad t_{c.b2} := 11.876 \quad \text{tempo de concentração das sub bacias 1 e 2 (min)}$$

$$V_{s1} := (Q_{p.a1} - Q_{p.b1}) \cdot (t_{c.b1} \cdot 60) = 855.47 \quad \text{volume de armazenamento das sub bacia 1 (m}^3\text{)}$$

$$V_{s2} := (Q_{p.a2} - Q_{p.b2}) \cdot (t_{c.b2} \cdot 60) = 616.364 \quad \text{volume de armazenamento das sub bacia 2 (m}^3\text{)}$$

$$V_s := V_{s1} + V_{s2} = 1471.834 \quad \text{volume de armazenamento total excedente (m}^3\text{)}$$

OU

$$V_{s,l} := V_s \cdot 1000 = 1471833.96 \quad \text{volume de armazenamento total excedente (L)}$$

MEMÓRIA DE CÁLCULO
VOLUME BACIAS DE DETENÇÃO
MÉTODO RELAÇÕES SIMPLIFICADAS URBONAS E GLIDDEN

$$A_1 := 0.5337; \quad A_2 := 0.3463 \quad \text{área de drenagem (km}^2\text{)}$$

$$I_1 := 41 \quad ; \quad I_2 := 37 \quad \text{área impermeabilizada da bacia (\%)}$$

Para a utilização do método de Urbonas e Glidden, é necessário corrigir o valor da precipitação. Essa correção é feita através do coeficiente K_{10} , o qual relaciona a precipitação para 2h do local estudado com a precipitação de 2h em Denver (47mm) para tempo de retorno de 10 anos.

Dessa maneira, tem-se que para uma precipitação de 2h com o tempo de retorno igual a 10 anos, tem-se uma precipitação média de 30mm segundo a curva IDF proposta nesse trabalho.

$$k_{10} := \left(\frac{30}{47} \right) = 0.638$$

$$V_{10.1} := 304.8 \cdot A_1 \cdot (9.95 \cdot I_1 - 1.9) \cdot k_{10} = 42161.405 \quad \text{volume da sub bacia 1 (m}^3\text{)}$$

$$V_{10.2} := 304.8 \cdot A_2 \cdot (9.95 \cdot I_2 - 1.9) \cdot k_{10} = 24675.643 \quad \text{volume da sub bacia 2 (m}^3\text{)}$$

$$V_{10.T} := V_{10.1} + V_{10.2} = 66837.049 \quad \text{volume total de armazenamento (m}^3\text{)}$$

$$Q_{10.1} := 1.68 \cdot A_1 = 0.897 \quad \text{Vazão efluente máxima TR 10 anos sub bacia 1 (m}^3\text{/s)}$$

$$Q_{10.2} := 1.68 \cdot A_2 = 0.582 \quad \text{Vazão efluente máxima TR 10 anos sub bacia 2 (m}^3\text{/s)}$$