



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Wendel Henrique Santos de Souza

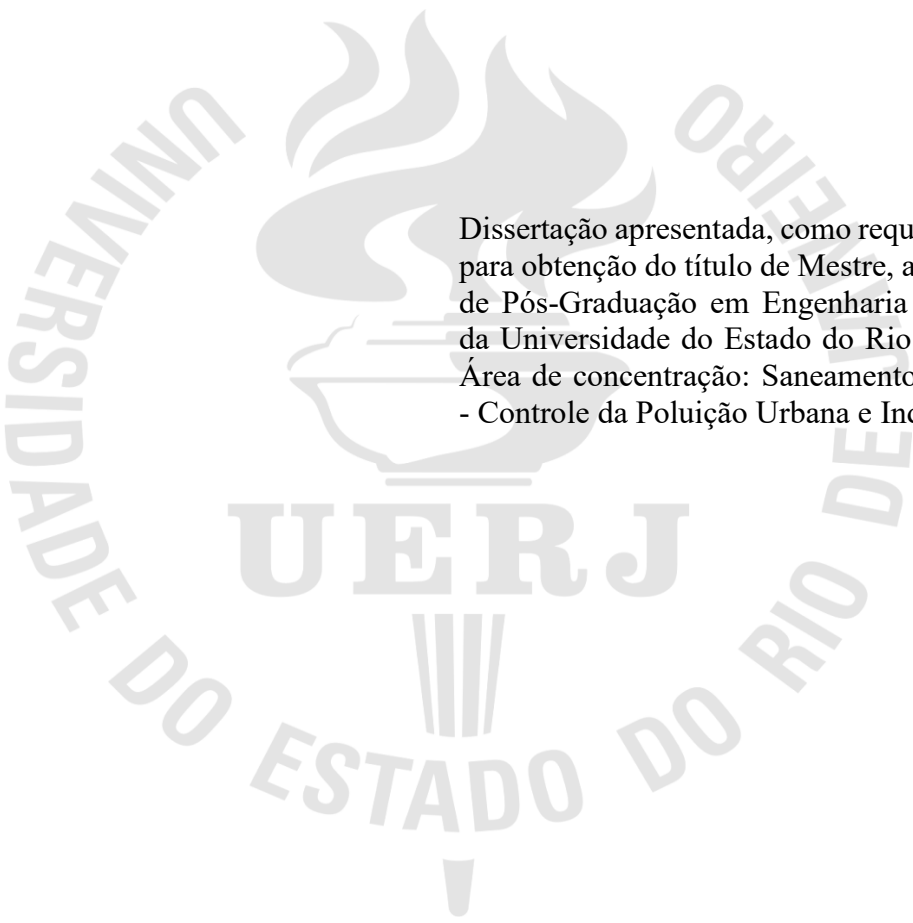
**Avaliação do Impacto Hidrológico devido à Utilização de Técnicas
Compensatórias de Drenagem Urbana, Sobre Modelo Tradicional de
Dimensionamento de Microdrenagem - Estudo de Caso no Campus
Maracanã da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ)**

Rio de Janeiro

2024

Wendel Henrique Santos de Souza

Avaliação do Impacto Hidrológico devido à Utilização de Técnicas Compensatórias de Drenagem Urbana, Sobre Modelo Tradicional de Dimensionamento de Microdrenagem - Estudo de Caso no Campus Maracanã da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ)



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Saneamento Ambiental - Controle da Poluição Urbana e Industrial.

Orientador: Prof. Dr. Alfredo Akira Ohnuma Jr.

Rio de Janeiro

2024

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

S729 Souza, Wendel Henrique Santos de.
Avaliação do impacto hidrológico devido à utilização de técnicas compensatórias de drenagem urbana, sobre o modelo tradicional de dimensionamento de microdrenagem – estudo de caso no campus Maracanã da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ) / Wendel Henrique Santos de Souza. – 2024.
123 f.

Orientador: Alfredo Akira Ohnuma Jr.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia ambiental - Teses. 2. Drenagem - Universidade do Estado do Rio de Janeiro - Teses. 3. Escoamento urbano - Teses. 4. Águas pluviais - Teses. I. Ohnuma Jr., Alfredo Akira. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. III. Título.

CDU 628.1.037

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Wendel Henrique Santos de Souza

Avaliação do Impacto Hidrológico devido à Utilização de Técnicas Compensatórias de Drenagem Urbana, Sobre Modelo Tradicional de Dimensionamento de Microdrenagem - Estudo de Caso no Campus Maracanã da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ)

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Saneamento Ambiental - Controle da Poluição Urbana e Industrial.

Aprovada em 21 de maio de 2024.

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Alfredo Akira Ohnuma Jr. (Orientador)

Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Dr. Sergio Orlando Antoun Netto

Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Dr. Marcelo Obraczka

Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Dr. Rodrigo Braga Moruzzi

Universidade Estadual Paulista - UNESP

Rio de Janeiro

2024

DEDICATÓRIA

A Deus.

A minha esposa Thais e aos meus filhos Bento e Benício.

A todos os familiares, amigos e professores.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus e a Nossa Senhora, por ter me dado coragem e força para vencer todas as dificuldades que surgiram ao longo da minha vida.

A minha mãe Odete por toda ajuda, paciência, amor, confiança e apoio, principalmente, nas horas de angústia e desânimo.

Ao meu Pai Fernando e minha vó Enedina, que não estão mais presentes fisicamente, mas sempre se orgulharam de mim.

Agradeço a minha esposa Thais por todo amor, paciência, cumplicidade e compreensão nos momentos mais difíceis. Obrigado por abrir mão de diversas coisas para me fazer feliz, você foi peça fundamental para a conclusão deste trabalho.

Ao meu orientador Professor Alfredo Akira, por me orientar neste trabalho e por todo empenho dedicado. Muito obrigado pelo apoio, carinho, confiança, paciência, e pelos conhecimentos passados. Obrigada por todos os esforços e renúncias que fizeram a fim de me proporcionar uma boa educação.

Ao professor Sérgio Antoun, pelos ensinamentos e disponibilização de voo, Lucas e Andrew pelo trabalho de processamento de imagens.

Aos colegas de PEAMB.

A todos os amigos que surgiram ao longo desta jornada e que compartilharam das vitórias e dificuldades

A todos os professores que me proporcionaram o conhecimento e contribuíram para minha formação profissional.

Só se pode alcançar um grande êxito quando nos mantemos fiéis a nós mesmos.

Friedrich Nietzsche

RESUMO

SOUZA, Wendel Henrique Santos de. *Avaliação do impacto hidrológico devido à utilização de técnicas compensatórias de drenagem urbana, sobre modelo tradicional de dimensionamento de microdrenagem* - estudo de caso no campus Maracanã da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ). 2024. 123 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2024.

No contexto das mudanças climáticas, ocasionadas pelo aumento crescente da temperatura atmosférica global e pela mudança do regime de precipitações, as infraestruturas de drenagem urbana dimensionadas pelo modelo higienista não tem sido suficientes. Para restaurar as condições da bacia hidrográfica anterior à urbanização, principalmente quanto aos processos de infiltração e de armazenamentos naturais das águas pluviais urbanas, têm-se investido em técnicas não convencionais relacionadas à drenagem urbana. O presente trabalho teve como objetivo avaliar o impacto hidrológico com a utilização de técnicas compensatórias sobre o sistema de drenagem convencional, em uma microbacia de contribuição, dentro do Campus Maracanã da UERJ. Para a elaboração do mapa de uso e ocupação do solo foi feito levantamento fotogramétrico com auxílio de sobrevoo de drone no lote da UERJ. Após o tratamento das imagens, foi possível a geração de ortoimagem para classificação das áreas em ambiente SIG. O dimensionamento da rede de drenagem da Universidade foi realizado com o software Drenar a partir do lançamento de rotinas em ambiente CAD, projetando-se para um TR de 10 anos, onde foi proposto um cenário com a utilização de técnicas compensatórias de drenagem urbana, com a utilização de cinco reservatórios de água de chuva, três pavimentos permeáveis e três trincheiras de infiltração dimensionadas para um TR de 10 anos. Os cinco reservatórios resultaram em deflúvio amortecido de 149,96 L/s e utilizou 4.174 m² de área de contribuição da bacia da UERJ, possuem juntos capacidade de armazenamento de cerca de 226 m³, sendo suficiente para atender demanda não potável por 26 dias consecutivos sem chuva. Os três dispositivos de trincheira de infiltração amorteceram uma vazão de 75,00 L/s, considerado uma área de drenagem de 3.822 m². Já a técnica de pavimento permeável utilizou-se de uma área de captação de 5.446 m² e um amortecimento da vazão em 195,93 L/s. O impacto hidrológico na utilização de técnicas dimensionadas neste estudo sobre rede de drenagem na bacia da UERJ que desagua uma vazão de 2.041,66 L/s, teria uma redução da vazão escoada de cerca de 20,6%.

Palavras-chave: Drenagem Urbana; Técnicas Compensatórias; Água de Chuva; Vazão.

ABSTRACT

SOUZA, Wendel Henrique Santos de. *Evaluation of the hydrological impact of the use of compensatory techniques for urban drainage, on the traditional model of sizing microdrainage* - case study at the Maracanã campus of the State University of Rio de Janeiro (UERJ). 2024. 123 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2024.

In the context of climate change, caused by the increasing global atmospheric temperature and the change in precipitation patterns, urban drainage infrastructures designed according to the hygienist model have not been sufficient. To restore the conditions of the watershed prior to urbanization, especially regarding infiltration processes and natural storage of urban rainwater, investments have been made in unconventional techniques related to urban drainage. This study aimed to evaluate the hydrological impact of using compensatory techniques on the conventional drainage system in a contributing micro-basin within the Maracanã Campus of UERJ. To prepare the land use and occupation map, a photogrammetric survey was carried out with the aid of a drone overflight over the UERJ lot. After processing the images, it was possible to generate orthoimages for classification of the areas in a GIS environment. The University's drainage network was dimensioned using the Drenar software, based on the launch of routines in a CAD environment, projecting for a 10-year RT. A scenario was proposed using compensatory urban drainage techniques, with the use of five rainwater reservoirs, three permeable pavements and three infiltration trenches dimensioned for a 10-year RT. The five reservoirs resulted in a damped runoff of 149.96 L/s and used 4,174 m² of the UERJ basin's contribution area. Together, they have a storage capacity of approximately 226 m³, sufficient to meet non-potable demand for 26 consecutive days without rain. The three infiltration trench devices damped a flow of 75.00 L/s, considering a drainage area of 3,822 m². The permeable pavement technique used a catchment area of 5,446 m² and a flow damping of 195.93 L/s. The hydrological impact of using the techniques designed in this study on the drainage network in the UERJ basin, which discharges a flow of 2,041.66 L/s, would result in a reduction in the flow discharged of approximately 20.6%.

Keywords: Urban drainage; Compensatory Techniques; Rainwater; Flow.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 –	Hidrograma: relação de vazão por tempo de escoamento.....	24
Figura 2 –	Influência da impermeabilização no escoamento superficial da água....	25
Figura 3 –	Cadeia de gestão do SUDS.....	31
Figura 4 –	Esquema de uso e corte em perspectiva de uma trincheira de infiltração.....	34
Figura 5 –	Esquema de um sistema de captação de água da chuva de telhados para fins não potáveis.....	36
Figura 6 –	Esquema típico com descrição das camadas de pavimento permeável.....	38
Figura 7 –	Área de estudo.....	42
Figura 8 –	Localização da câmera e erro estimado durante o voo.....	45
Figura 9 –	Classificação de Uso e Ocupação do Solo da área do Campus UERJ Maracanã, Rio de Janeiro-RJ, obtida a partir de ortomagem de sobrevôo por drone.....	47
Figura 10 –	Localização da Estação Pluviométrica da Tijuca, do Sistema Alerta Rio, da Prefeitura do Rio de Janeiro.....	48
Figura 11 –	Cenário de Localização das Técnicas Compensatórias.....	64
Figura 12 –	Projeto de drenagem existente da UERJ.....	69
Figura 13 –	Dados do projeto de drenagem UERJ.....	70
Figura 14 –	Áreas de contribuição da rede de drenagem existente no Campus UERJ/Maracanã.....	71
Figura 15 –	Lançamento das sarjetas e bocas de lobo.....	73
Figura 16 –	Parâmetros para verificação da capacidade das sarjetas.....	74
Figura 17 –	Parâmetros para verificação da capacidade das bocas de lobo.....	74
Figura 18 –	Verificação da capacidade dos tubos de ligação.....	79
Figura 19 –	Parâmetros para dimensionamento da rede de drenagem.....	82
Figura 20 –	Projeto de microdrenagem.....	84
Figura 21 –	Localização dos reservatórios e das áreas de contribuição dos Reservatórios de Águas de Chuva.....	85
Figura 22 –	Localização dos dispositivos e das áreas de contribuição das trincheiras	

	de infiltração.....	89
Figura 23 –	Layout com dimensões da trincheira 1 (TR1)	93
Figura 24 –	Layout com dimensões da trincheira 2 (TR2)	96
Figura 25 –	Layout com dimensões da trincheira 3 (TR3)	100
Figura 26 –	Locação dos dispositivos e das áreas de contribuição dos pavimentos permeáveis.....	102

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 –	Precipitação média mensal da estação Tijuca.....	66
-------------	--	----

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 –	Legislações Estaduais que abordam o tema aproveitamento de água de chuva e seus aspectos.....	40
Quadro 2 –	Coeficientes de chuvas IDF Sabóia Lima.....	49
Quadro 3 –	Tempo de concentração para áreas urbanizadas.....	49
Quadro 4 –	Crítérios para locação das técnicas compensatórias.....	63
Quadro 5 –	Levantamento de dispositivos para dimensionamento de demanda de água.....	67
Quadro 6 –	Estimativa de consumo mensal de água não potável na UERJ.....	67
Quadro 7 –	Conversão de valores entre IDFs.....	103

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 –	Características de cada classe de uso e ocupação do solo da UERJ.....	47
Tabela 2 –	Coefficiente de escoamento superficial (runoff) – “C”	51
Tabela 3 –	Parâmetros de Engenharia para estimativas da demanda residencial de água	56
Tabela 4 –	Parâmetros de engenharia estimativas da demanda residencial de água potável para uso externo	57
Tabela 5 –	Fatores de segurança de minoração da sortividade.....	60
Tabela 6 –	Identificação das Técnicas Compensatórias.....	65
Tabela 7 –	Vazão por área de contribuição.....	71
Tabela 8 –	Dimensionamento das sarjetas.....	75
Tabela 9 –	Dimensionamento das bocas de lobo.....	77
Tabela 10 –	Dimensionamento dos tubos de ligação.....	80
Tabela 11 –	Dimensionamento dos poços de visita.....	82
Tabela 12 –	Levantamento das áreas de captação dos reservatórios.....	86
Tabela 13 –	Volume máximo aproveitável dos reservatórios.....	86
Tabela 14 –	Máximo de dias consecutivos sem chuvas 1997 – 2022.....	87
Tabela 15 –	Volumes dos reservatórios.....	88
Tabela 16 –	Parâmetros adotados para dimensionamento da trincheira 1 (TR1)	90
Tabela 17 –	Parâmetros adotados para dimensionamento da trincheira 2 (TR2)	93
Tabela 18 –	Parâmetros adotados para dimensionamento da trincheira 3 (TR3)	97
Tabela 19 –	Parâmetros para pré dimensionamento do pavimento permeável.....	102
Tabela 20 –	Parâmetros adotados para dimensionamento do pavimento permeável 1 (PP1)	104
Tabela 21 –	Parâmetros adotados para dimensionamento do pavimento permeável 2 (PP2)	106
Tabela 22 –	Parâmetros adotados para dimensionamento do pavimento permeável 3 (PP3)	108
Tabela 23 –	Síntese da vazão amortecida por cada técnica compensatória.....	110

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1		49
Equação 2		50
Equação 3		50
Equação 4		55
Equação 5		55
Equação 6		56
Equação 7		58
Equação 8		58
Equação 9		58
Equação 10		59
Equação 11		59
Equação 12		60
Equação 13		61
Equação 14		61
Equação 15		61
Equação 16		61
Equação 17		61
Equação 18		62
Equação 19		62
Equação 20		63

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANA	Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico
BL	Boca de lobo
BMPs	<i>Best Management Practices</i> (Melhores Práticas de Gestão)
CEDAE	Companhia Estadual de Águas e Esgotos do Rio de Janeiro
DCSC	Dias Consecutivos sem Chuvas
LID	<i>Low Impact Development</i> (Desenvolvimento de Baixo Impacto)
MDT	Modelo Digital de Terreno
NBR	Norma Brasileira
ONU	Organização das Nações Unidas
PCRJ	Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro
PP1	Pavimento Permeável 1
PP2	Pavimento Permeável 2
PP3	Pavimento Permeável 3
PV	Poço de Visita
RPA	Aeronave Remotamente Pilotada
RR1	Reservatório de Água de Chuva 1
RR2	Reservatório de Água de Chuva 2
RR3	Reservatório de Água de Chuva 3
RR4	Reservatório de Água de Chuva 4
RR5	Reservatório de Água de Chuva 5
SAP	Sistemas de Águas Pluviais
SIG	Sistema de Informações Geográficas
SUDS	<i>Sustainable Urban Drainage Systems</i> (Sistema Sustentável de Drenagem Urbano)
TR	Tempo de Recorrência
TR1	Trincheira de Infiltração 1
TR2	Trincheira de Infiltração 2
TR3	Trincheira de Infiltração 3
TL	Tubo de ligação

SUMÁRIO

	INTRODUÇÃO	19
	Problemática e Justificativa	19
	Objetivos Geral e Específicos.....	21
1	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	22
1.1	Urbanização e Drenagem Urbana.....	22
1.2	Inundações e seu Controle	27
1.2.1	<u>Medidas Estruturais.....</u>	28
1.2.2	<u>Medidas Não Estruturais.....</u>	29
1.3	Gestão Sustentável de Águas Pluviais - Técnicas Compensatórias de Drenagem Urbana	29
1.3.1	<u>Trincheira de Infiltração</u>	33
1.3.2	<u>Sistema de Aproveitamento de Água de Pluvial (Reservatórios)</u>	34
1.3.3	<u>Pavimentos Permeáveis</u>	36
1.4	Aspectos Legais ao Aproveitamento de Água de Chuva.....	38
2	METODOLOGIA	41
2.1	Caracterização da Área de Estudo	41
2.1.1	<u>Histórico da UERJ</u>	41
2.1.2	<u>Localização da UERJ</u>	42
2.1.3	<u>Levantamento Aerofotogramétrico</u>	43
2.1.3.1	Plano de sobrevoo por meio de drones.....	43
2.1.3.2	Processamento dos dados do sobrevoo	44
2.1.4	<u>Uso e Ocupação do Solo</u>	45
2.2	Pluviometria	47
2.3	Hidrologia	48
2.3.1	<u>Modelagem Hidrológica</u>	49
2.4	Dimensionamento da Rede de Drenagem	51
2.4.1	<u>Software Drenar</u>	51
2.5	Dimensionamento das Técnicas Compensatórias	53
2.5.1	<u>Reservatório de Água de Chuva</u>	53
2.5.1.1	Volume disponível mensal de água de chuva (Vdisp)	54

2.5.1.2	Método dos dias secos consecutivos (DSC)	55
2.5.1.3	Volume do reservatório (Vres)	55
2.5.1.4	Consumo Diário (Cd)	55
2.5.2	<u>Trincheira de infiltração</u>	57
2.5.2.1	Volume da Trincheira de Infiltração (Vtr)	57
2.5.2.2	Volume de Armazenamento de Trincheira de Infiltração (Varm)	57
2.5.2.3	Volume Precipitado Sobre a Área de Contribuição da Trincheira de Infiltração (Vprec)	58
2.5.2.4	Volume Infiltrado Sobre a Área de Contribuição (Vinf)	58
2.5.2.5	Infiltração Acumulada (Iac)	59
2.5.3	<u>Pavimento Permeável</u>	60
2.5.3.1	Volume Máximo de Armazenamento (Vmax)	61
2.5.3.2	Taxa de Infiltração do Solo (q_s)	61
2.5.3.3	Parâmetro β	62
2.5.3.4	Espessura da Camada do Reservatório (H)	62
2.6	Locação das Técnicas Compensatórias	62
3	RESULTADOS E DISCUSSÕES	65
3.1	Dados Pluviométricos	65
3.2	Estimativa da Demanda de Água	66
3.3	Dimensionamento Hidrológico	67
3.4	Dimensionamento de Rede de Micro Drenagem – Drenar	68
3.4.1	<u>Áreas de Contribuição</u>	69
3.4.2	<u>Sarjetas e Bocas de Lobo</u>	72
3.4.3	<u>Tubos de Ligação</u>	78
3.4.4	<u>Rede e Poços de Visita</u>	80
3.5	Dimensionamento de Técnicas Compensatórias	84
3.5.1	<u>Reservatório de Água de Chuva</u>	84
3.5.1.1	Área de Captação	84
3.5.1.2	Volume disponível (Vdisp)	85
3.5.1.3	Volume dos reservatórios	86
3.5.1.4	Deflúvio amortecido pelos reservatórios.....	87
3.5.2	<u>Trincheira de Infiltração</u>	88
3.5.2.1	Dimensionamento da trincheira 1 (TR1)	89

3.5.2.1.1	Volume precipitado e infiltrado da trincheira 1 (TR1)	91
3.5.2.1.2	Volume de armazenamento da trincheira 1 (TR1)	91
3.5.2.1.3	Volume da trincheira 1 (TR1)	92
3.5.2.1.4	Dimensões da trincheira 1 (TR1)	92
3.5.2.1.5	Deflúvio amortecido pela TR1.....	93
3.5.2.2	Dimensionamento da trincheira 2 (TR2)	93
3.5.2.2.1	Volume precipitado e infiltrado da trincheira 2 (TR2)	95
3.5.2.2.2	Volume de armazenamento da trincheira 2 (TR2)	95
3.5.2.2.3	Volume da trincheira 2 (TR2)	96
3.5.2.2.4	Dimensões da trincheira 2 (TR2)	96
3.5.2.2.5	Deflúvio amortecido pela TR2	97
3.5.2.3	Dimensionamento da trincheira 3 (TR3)	97
3.5.2.3.1	Volume precipitado e infiltrado da trincheira 3 (TR3)	99
3.5.2.3.2	Volume de armazenamento da trincheira 3 (TR3)	99
3.5.2.3.3	Volume da trincheira 3 (TR3)	99
3.5.2.3.4	Dimensões da trincheira 3 (TR3)	100
3.5.2.3.5	Deflúvio amortecido pela TR3.....	101
3.5.2.4	Síntese dos resultados do dimensionamento das Trincheiras de Infiltração.....	101
3.5.3	<u>Pavimento Permeável</u>	102
3.5.3.1	Dimensionamento do pavimento permeável 1 (PP1)	103
3.5.3.1.1	Parâmetro β para PP1	104
3.5.3.1.2	Volume Máximo de Armazenamento do PP1	105
3.5.3.1.3	Espessura da Camada do Reservatório do PP1	105
3.5.3.1.2	Vazão amortecida com pavimento permeável PP1	105
3.5.3.2	Dimensionamento do pavimento permeável 2 (PP2)	106
3.5.3.2.1	Parâmetro β para PP2	107
3.5.3.2.2	Volume Máximo de Armazenamento do PP2	107
3.5.3.2.3	Espessura da Camada do Reservatório do PP2	107
3.5.3.2.4	Vazão amortecida com pavimento permeável PP2	108
3.5.3.3	Dimensionamento do pavimento permeável 3 (PP3)	108
3.5.3.3.1	Parâmetro β para PP3	109
3.5.3.3.2	Volume Máximo de Armazenamento do PP3	109
3.5.3.3.3	Espessura da Camada do Reservatório do PP3	110

3.5.3.3.4	Vazão amortecida com pavimento permeável PP3	110
3.5.3.4	Síntese dos resultados do dimensionamento dos Pavimentos Permeáveis.....	110
3.6	Consolidação dos Resultados	111
	CONCLUSÕES	113
	REFERÊNCIAS	115

INTRODUÇÃO

Problemática e Justificativa

A água é um dos principais recursos naturais existentes e utilizada em diversas atividades antrópicas, com um desempenho importante no avanço da tecnologia e do desenvolvimento humano, seja pela geração de energia e produção industrial, ou pela captação para consumo humano e animal.

Fenômenos relacionados aos riscos de eventos hidrológicos extremos tem sido observado no Brasil e no mundo, como a escassez hídrica e as inundações urbanas.

Segundo o informe de Conjuntura da Agência Nacional de Água (ANA, 2023), de 2020 a 2022, aproximadamente 25 milhões de pessoas foram afetadas por secas e estiagens no Brasil, o que corresponde a cerca de 6 vezes mais que por cheias. Foram quantificados 4.195 eventos de seca associados a danos humanos, cerca de 3,5 vezes mais que os de cheias (1.188). Em 2022, mais de 7 milhões de pessoas foram afetadas por secas e estiagens no Brasil, sendo contabilizados 1.212 eventos neste ano. Em termos de danos humanos, o ano de 2021 foi mais crítico que 2022, com cerca de 700 mil pessoas afetadas a mais por eventos de estiagem e seca.

Ainda são poucas as políticas públicas de mitigação dos problemas causados por riscos de extremos hidrológicos. No Brasil, observa-se o descaso com a proteção de bacias hidrográficas, e construções irregulares em faixas marginais de proteção, despejo de esgoto sem tratamento e assoreamento dos rios.

Segundo Hall (1984) um dos impactos mais expressivos da urbanização refere-se à alteração da qualidade das águas e da disponibilidade hídrica. Estes impactos são gerados a partir do modo como ocorre o uso e ocupação do solo, desconsiderando, quase sempre, a dinâmica do meio físico, resultando na geração de riscos, quando da ocorrência de movimentos de massa, processos erosivos, enchentes, inundações e alagamentos (SANTOS *et al.*, 2016). A alteração do espaço físico a partir da pavimentação da malha urbana, obras de aterramento e construção de indústrias, comércios e residências aumentam o grau de impermeabilização do solo e diminuem a cobertura vegetal. Desta forma, o volume de água que antes ficava retida no processo de infiltração do solo, passa a tornar-se em boa parte os escoamentos superficiais. O aumento expressivo do volume e velocidade de escoamento provoca o aumento das vazões máximas na rede de drenagem e favorece a ocorrência dos transbordamentos dos rios e canais, e das inundações urbanas (NUNES *et al.*, 2017).

Grande parte da população da cidade do Rio de Janeiro sofre com problemas relacionados às inundações, provocados pelas chuvas intensas. Esse transtorno tem sérias repercussões, como no crescente número de ocupações irregulares e problemas relacionados ao descarte inadequado de lixo, com inúmeros impactos urbanos, além de perdas irreparáveis de vidas humanas. Desta forma, torna-se cada vez mais prioritário a implantação de soluções efetivas para mitigar as causas e as consequências causadas pelas inundações (OTTONI, 2018).

Em termos de sistemas de drenagem e esgoto, persiste na cidade do Rio de Janeiro, uma série de estruturas e condições de operação que indicam o alto grau de interconexão entre os sistemas de esgotamento sanitário e de drenagem pluvial, o que contribui com a degradação ambiental e a vulnerabilidade desses sistemas de saneamento (DIAS e ROSSO, 2009).

O desenvolvimento demográfico desordenado aumenta o escoamento superficial devido à impermeabilização dos solos, de modo a sobrecarregar os sistemas de drenagem urbana que a princípio não foram dimensionados para um valor de maior coeficiente de escoamento superficial (MACEDO *et al.*, 2018).

De modo a mitigar os impactos da urbanização, foram desenvolvidas técnicas em drenagem urbana que buscam amenizar os picos de vazão, gerados pelo escoamento superficial e agravados pela impermeabilização. Tais técnicas reúnem conceitos de planejamento urbano à sistemas de drenagem, responsabilidade compartilhada entre o setor público e os proprietários, além de serem norteadas pelo desenvolvimento sustentável (MIGUEZ *et al.*, 2016).

Segundo TASSI *et al.* (2016) e MELO *et al.* (2016), o conceito higienista de captar as águas de chuvas por bocas de lobo e as conduzir por galerias até os canais de macrodrenagem deve ser acompanhada de técnicas compensatórias, que tem como premissas a detenção e retenção da água precipitada que visam reduzir o escoamento superficial e sua transferência para jusante, e assim manter o equilíbrio natural do balanço hídrico.

Esta estratégia higienista mostrou-se efetiva, mas ao longo do tempo, diante da dinâmica de desenvolvimento humano e urbano que viriam a ser observados e das mudanças climáticas que se sucederam, levaram rebatimentos indesejáveis no meio urbano, como a degradação ambiental em várias áreas das cidades e dos corpos hídricos receptores. Na atualidade, o projeto de drenagem clássico tem se mostrado ambientalmente insustentável, sobretudo nos países em desenvolvimento com seus conhecidos problemas sociais e econômicos, que colaboram para o agravamento dos problemas no desenvolvimento dos recursos hídricos que passaram a ser observados (NUNES *et al.* 2017).

Neste contexto, o presente trabalho tem como hipótese: a gestão sustentável das águas pluviais com a utilização de técnicas compensatórias de drenagem urbana é capaz de atender

uma redução pelo amortecimento do pico de vazão do escoamento de um sistema higienista? Ou seja, com o armazenamento e retenção de volumes escoados, é possível atender parcial ou totalmente a demanda utilizada em fins não potáveis, como descargas de banheiros, regas e limpeza, em geral, como no caso do aproveitamento da água de chuva, no Campus Maracanã, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, na cidade do Rio de Janeiro-RJ?

Objetivos Geral e Específicos

O objetivo geral deste trabalho é avaliar o impacto hidrológico na utilização de diferentes técnicas compensatórias sobre o sistema de drenagem urbana convencional em uma bacia de contribuição intramuros ao Campus Maracanã da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), localizada no bairro Maracanã, na cidade do Rio de Janeiro-RJ.

Os objetivos específicos são:

- Projetar uma rede de drenagem hipotética do Campus Maracanã, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, com os softwares AutoCAD (Autodesk) e DRENAR (Sanegraph);
- Selecionar áreas de implantação com dimensionamento de técnicas compensatórias de drenagem urbana para a redução dos impactos hidrológicos na bacia do Campus Maracanã, da UERJ;
- Analisar o desempenho das técnicas compensatórias na área de estudo.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Urbanização e Drenagem Urbana

O fenômeno da urbanização é reconhecido como um processo complexo, intrinsecamente ligado ao aumento da densidade populacional que migra das áreas rurais para as urbanas. De acordo com os estudiosos, as cidades são produtos desse processo, e a urbanização desempenha um papel fundamental na transformação dos aspectos econômicos, sociais e culturais de uma sociedade (HUSSAIN; IMITIYAZ, 2018).

A população do país aumentou 6,5% em 2022 em comparação com o censo anterior de 2010, chegando a 203,1 milhões. Isso equivale a um aumento de 12,3 milhões de indivíduos no período. A população do país cresceu uma taxa anual de 0,52% entre 2010 e 2022. A população da região Sudeste é de 84,8 milhões de pessoas, representando 41,8% da população do país. São Paulo, Minas Gerais e Rio de Janeiro, os três estados mais populosos do Brasil, representam 39,9% da população total do país. Em 2022, as concentrações urbanas abrigavam 124,1 milhões de pessoas, ou seja, 61% das pessoas de todo o Brasil (IBGE, 2022).

Tucci (2002) observa que os sistemas urbanos consistem principalmente em locais para consumo e moradia. Possuem diferentes dimensões ou integração de várias áreas como Regiões Metropolitanas. Em 1900, 13% da população mundial viviam em áreas urbanas, hoje em dia chega em cerca de 50%, concentrada em apenas 2,8% do território do globo. O desenvolvimento econômico está fazendo com que todo o mundo se torne mais urbano, o que aumenta a pressão sobre o ambiente como resultado da urbanização. O crescimento econômico leva a uma maior urbanização, devido à mudança no perfil de renda e à preponderância do emprego nos setores de serviços e indústria em relação à agricultura. A taxa de natalidade tende a diminuir com a urbanização devido a uma variedade de fatores sociais.

Um dos problemas graves nesse processo de desenvolvimento urbano é a expansão, geralmente irregular, sobre áreas de mananciais, comprometendo a sustentabilidade hídrica das cidades (TUCCI, 2002). Esse crescimento urbano é marcado pela expansão desordenada das áreas periféricas, com pouco respeito às regulamentações urbanas, e as normas de loteamento. Essa tendência dificulta o ordenamento das ações não-estruturais do controle ambiental urbano.

A urbanização transforma todos os aspectos da paisagem: o solo, a geomorfologia, a vegetação, a fauna, a hidrografia, o ar e, inclusive, o clima. Dessa maneira, não apenas cria novas paisagens, mas também novos ecossistemas. Segundo Nunes e Rosa (2020), o crescente

processo de impermeabilização do solo resulta em impactos diretos na dinâmica hidrológica. Especificamente, destacam-se aumentos na precipitação efetiva, na velocidade com a consequente redução do tempo de concentração, bem como aumento no volume de escoamento superficial, cuja intensidade resultante pode ser constatada nos ambientes de maior convergência de fluxo, como as cabeceiras e canais de drenagem.

As inundações causadas pela urbanização têm os seguintes impactos principais (TUCCI, 2002):

- Aumento das vazões máximas e sua frequência;
- Aumento na produção de sedimentos devido à falta de proteção das superfícies e à geração de resíduos sólidos (lixo);
- Degradação da qualidade da água superficial e subterrânea devido à lavagem das ruas, transporte de material sólido, conexões clandestinas de esgoto e contaminação de aquíferos.

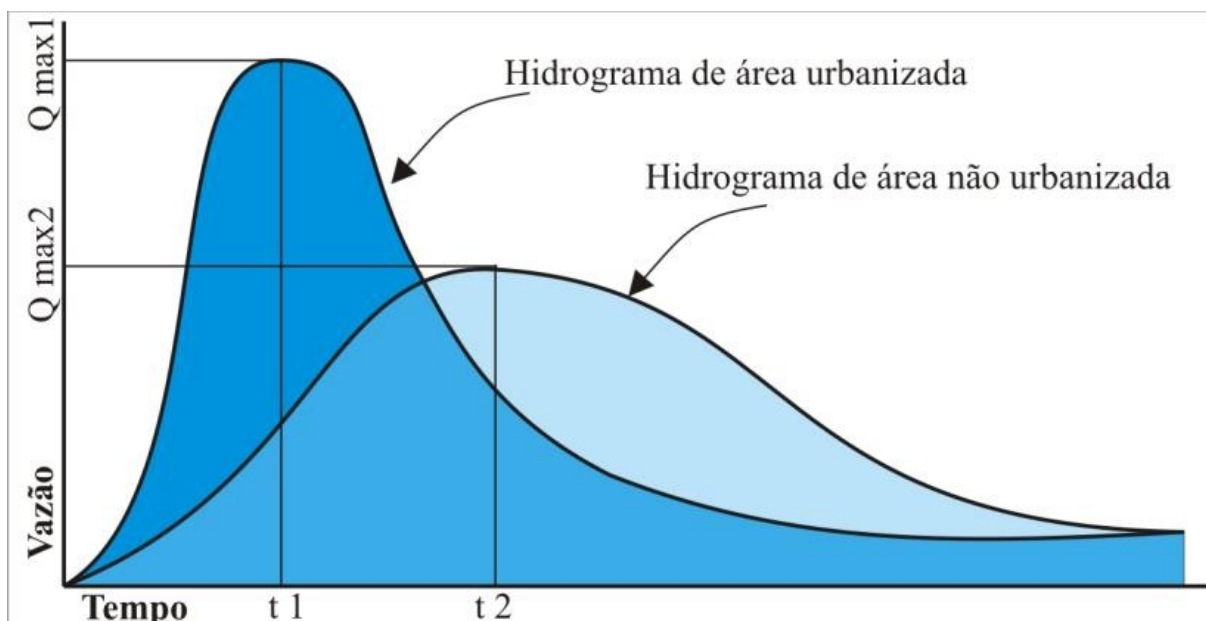
O planejamento da drenagem, como ferramenta de gestão e tomada de decisão dos administradores, visa reduzir os custos financeiros necessários para mitigar os danos e os impactos sociais resultantes da falta dessa prática. Atualmente, podem ser adotadas medidas de controle de inundação ao nível local e medidas convencionais na bacia hidrográfica. Contudo, para planejar e executar essas medidas de forma realista, é crucial uma análise minuciosa e criteriosa da bacia hidrográfica (COSTA JUNIOR *et al.*, 2006).

De acordo com Mano (2004), a urbanização e o loteamento removem a vegetação existente, que ajuda a conter a erosão causada nas águas pluviais, resultando em alterações nos padrões naturais de escoamento e por consequência na necessidade de construções de infraestruturas de alto custo.

Para Centurion *et al.* (2001), os principais impactos das mudanças no uso e cobertura do solo em bacias hidrográficas incluem a redução da capacidade de infiltração, aumento do escoamento superficial e erosão, sedimentação dos cursos d'água, redução da profundidade dos cursos d'água e, conseqüentemente, aumento na ocorrência de cheias e inundações.

Segundo Tucci *et al.* (2002), a impermeabilização do solo, pelos telhados, ruas, calçadas e pátios impede a infiltração da água, amplia os volumes de escoamento superficial, além de alterar o hidrograma da bacia natural, conforme Figura 1.

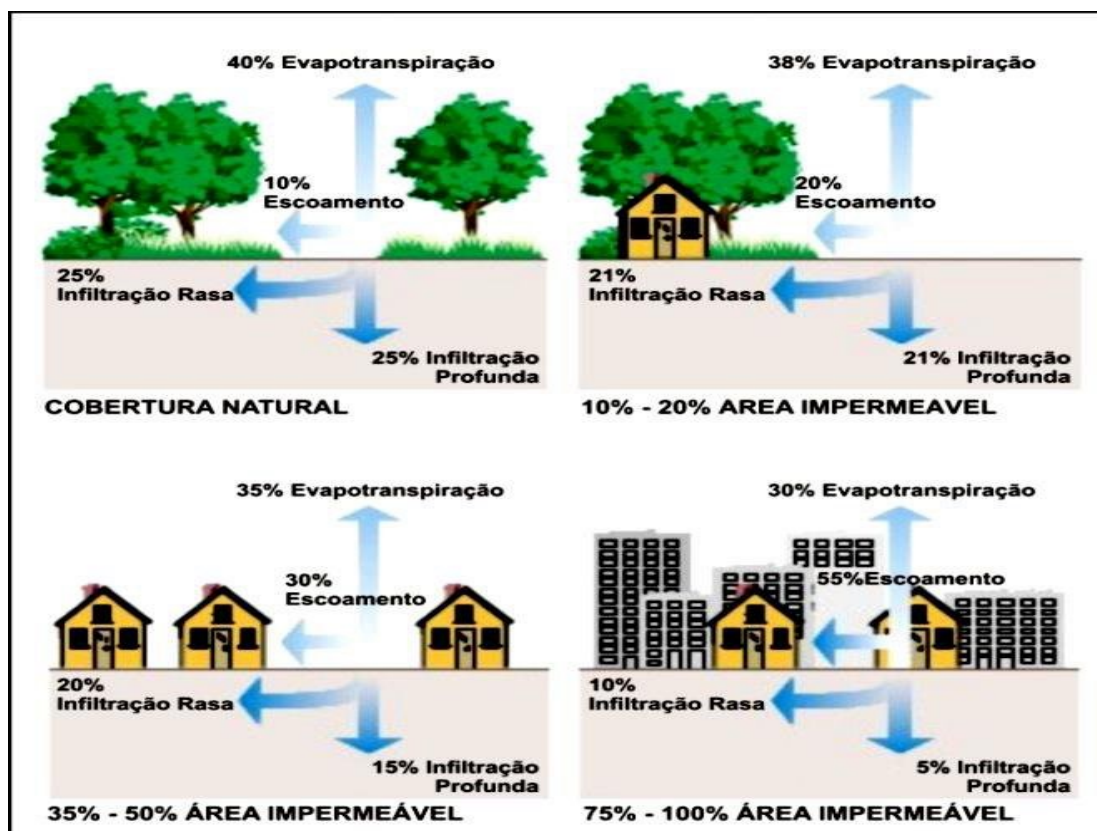
Figura 1 - Hidrograma: relação de vazão por tempo de escoamento.



Fonte: Adaptado de TUCCI, 2002 *apud* TEIXEIRA; ARAUJO, 2023.

O escoamento superficial é um mecanismo importante do ciclo hidrológico, sendo este diretamente relacionado ao tipo de cobertura do solo. Com a impermeabilização do solo, o escoamento superficial chega a aumentar até seis vezes, e os índices de infiltração rasa e profunda podem se reduzir à metade e à quinta parte, respectivamente, em relação ao ambiente natural, tal como apresenta a Figura 2.

Figura 2 - Influência da impermeabilização no escoamento superficial da água.



Fonte: Adaptado de TAVANTI, 2009.

Segundo Teixeira e Araújo (2023), impermeabilização do solo por meio de construções e pavimentação de vias é uma das principais causas de mudanças no ciclo hidrológico em áreas urbanas, pois interfere diretamente nos processos de escoamento superficial e infiltração da água no solo. Além disso, a ocupação descontrolada de terras para desenvolvimento urbano pode aumentar a incidência de enchentes e a poluição das águas superficiais e subterrâneas.

O sistema de drenagem é parte das infraestruturas públicas presentes em uma área urbana, assim como as redes de abastecimento de água, esgoto, eletricidade e telefonia, iluminação, parques, áreas de lazer. Em comparação com outras infraestruturas urbanas, o sistema de drenagem tem uma característica diferenciada, pois o escoamento das águas das chuvas sempre ocorrerá, independente da eficiência do sistema. O que determinará os benefícios ou prejuízos para a população é a qualidade desse sistema (SUGAHARA, FERREIRA, GUEDES, 2022).

Segundo Tucci *et al.* (1995) *apud* Teixeira e Araújo (2023), a drenagem urbana moderna deve ter como princípios:

- Não transferir impactos para jusante;
- Não ampliar cheias naturais;
- Propor medidas de controle para o conjunto da bacia;
- Legislação e Planos de Drenagem para controle e orientação;
- Constante atualização de planejamento por estudo de horizontes de expansão;
- Controle permanente do uso do solo e áreas de risco;
- Competência técnico-administrativa dos órgãos públicos gestores;
- Educação ambiental qualificada para o poder público, população e meio técnico.

Segundo Souza et. al (2013) o sistema de drenagem deve ser visto como um dos componentes do espaço urbano, uma vez que é impossível separá-lo da infraestrutura das cidades. O sistema de drenagem de águas pluviais compõe a paisagem urbana, promovendo sua valorização, quando bem integrada ao urbanismo ou sua degradação, quando o sistema de drenagem está degradado. Neste sentido, seu conceito deve ser ampliado, não estando representado apenas pelos elementos de infraestrutura.

Técnica compensatórias para o controle de cheias urbanas, como o: uso de pavimentos porosos, o armazenamento de água em telhados, a construção de pequenos tanques residenciais e poços densos, que produzem a redução distribuída do efeito da urbanização, são dispositivos que na literatura já demonstram eficiência em suas aplicações (TUCCI, 1995).

1.2 Inundações e seu Controle

Segundo Piadeh *et al.*, (2022), as mudanças climáticas contribuem para um aumento na frequência e intensidade de eventos climáticos extremos, como chuvas torrenciais, furacões e tempestades. Tantos desastres que afetam o sistema urbano têm efeitos naturais e sociais. No que diz respeito ao atributo natural, a ocorrência de desastres de chuva e inundações urbanas depende de chuvas excessivas em curto período de tempo ou chuvas específicas em longo prazo (MA *et al.*, 2021).

Com relação aos impactos sociais, a topografia das cidades, a construção de sistemas de drenagem e outros elementos são cruciais para a prevenção de desastres de chuvas e inundações (MA *et al.*, 2021). Além disso, a urbanização desorganizada agrava os problemas de drenagem urbana porque impermeabiliza o solo por meio de obras de infraestrutura (ruas, calçadas,

pátios), impedindo que a água se infiltre no solo. A água neste cenário passa por condutos e aumenta o escoamento superficial antes de ser transportada pelos canais de drenagem, exigindo uma capacidade de escoamento cada vez maior (CALDEIRA; LIMA, 2020). De acordo com Christofidis *et al.* (2019), os sistemas de drenagem urbana não são eficazes no transporte de volume de água excessivo. Nem mesmo aqueles que são feitos de reservatórios de amortecimento são capazes de mitigar os efeitos das precipitações intensas.

O planejamento urbano é um meio estratégico para legislar e controlar a ocupação e o uso do solo urbano com o objetivo de reduzir as vulnerabilidades a riscos socioambientais. Isso significa que ele pode contribuir para o processo de adaptação climática (TEIXEIRA; PESSOA, 2021). O Atlas Brasileiro de Desastres Naturais (BRASIL, 2013) afirma que os municípios devem considerar que o saneamento, a drenagem e a urbanização são fatores que causam alagamentos. Isso é importante para o planejamento e tomada de decisões de longo prazo, com o objetivo de reduzir as ocorrências de desastres.

Para restaurar uma bacia, o diagnóstico deve levar em conta as mudanças no ciclo hidrológico causadas pela urbanização. Portanto, o resultado das ações tomadas será mais eficaz porque os efeitos negativos da hidrologia serão reduzidos (NUNES, 2017).

No entanto, nenhuma medida, seja isolada ou combinada, oferece total segurança porque as várias formas de ocupação irregular estão aumentando, diminuindo o cumprimento das leis e padrões atuais. Além disso, as chuvas são eventos imprevisíveis, ou seja, em qualquer momento, sua intensidade pode superar o valor previsto no projeto de engenharia para um determinado período de tempo. Portanto, o principal objetivo das ações de controle das inundações urbanas é reduzir os efeitos e incentivar a população a viver em harmonia com tais eventos.

Segundo Sugahara *et al.* (2022) é importante destacar que no processo de resignificação da ocupação e reurbanização das áreas urbanas, o gerenciamento da infraestrutura e instalação das redes de drenagem devem estar equalizados com o Plano Diretor das cidades, contextualizadas de acordo com as condições de uso e ocupação do solo do território.

De acordo com Canholi (2014) o modo de intervenção na bacia hidrográfica, são medidas de controle podem ser consideradas estruturais ou não estruturais.

O custo das medidas estruturais é maior do que o das medidas não estruturais. A solução ideal para cada situação deve ser determinada de acordo com as características do rio, os benefícios da redução das enchentes e as consequências sociais. Certamente, em todas as situações, medidas estruturais e não estruturais podem ser combinadas para obter uma solução

mais eficaz. No entanto, o controle começa com a regulação do uso do solo urbano por meio de um plano diretor que leva em consideração as enchentes (TUCCI, 1995).

1.2.1 Medidas Estruturais

Segundo Righetto (2009) as medidas estruturais estão relacionadas aos projetos de captação, armazenamento e transporte das águas pluviais. Eles levam em consideração a quantificação dos riscos e a investigação prévia das cheias.

Para Cordero *et al.* (1999) este tipo de medida afeta a estrutura da bacia, tanto na escala global que são chamadas de medidas extensivas, quanto na escala local que são as medidas intensivas.

As medidas extensivas agem na bacia de forma a modificar as relações entre precipitação e vazão como, por exemplo, aumentam a área de cobertura vegetal para reduzir e retardar os picos de enchentes e controlam o processo de erosão (TUCCI, 1997).

As medidas intensivas implicam na realização de quatro tipos de intervenções: obras que acelerem o escoamento, por exemplo, canalizações; obras responsáveis por retardar o fluxo, como é o caso dos reservatórios; restauração de calhas naturais; obras que fomentem o desvio do escoamento; e a construção de diques e polders (CANHOLI, 2014). Atualmente, as obras de engenharia utilizam bastante essas soluções em ambos os projetos de microdrenagem e macrodrenagem.

De acordo com Canholi (2014), as medidas estruturais de controle do escoamento podem ainda ser classificadas em técnicas convencionais (ou de canalização) e técnicas compensatórias (não convencional). A primeira técnica refere-se ao conceito tradicional dos sistemas de drenagem, ou seja, obras destinadas a escoar rapidamente as águas do escoamento superficial, por meio do aumento da capacidade hidráulica dos rios e canais. Enquanto que as técnicas compensatórias visam reproduzir o ciclo hidrológico natural a partir do incremento dos processos de infiltração, evapotranspiração e armazenamento das águas pluviais.

1.2.2 Medidas Não Estruturais

Segundo Canholi (2014) as medidas não estruturais têm como objetivo disciplinar o uso e ocupação do solo, atividades econômicas e comportamento de consumo das pessoas. As

medidas mais adotadas podem ser agrupadas em ações de regulamento do uso e ocupação do solo, educação ambiental voltada ao controle da poluição, seguro enchente e sistema de alerta e previsão de inundações

As medidas não estruturais, quando colocadas corretas no cenário atual podem ser eficazes a custos mais baixos e com horizontes mais longos de atuação. As ações não estruturais procuram conscientizar a população em relação a disciplinar a ocupação territorial, o comportamento de consumo e as atividades econômicas. Segundo Machado e Poleza (2017) as medidas não estruturais defendem, na sua concepção, a melhor convivência da população com as cheias.

A gestão não estrutural do risco de inundação refere-se a um conjunto de medidas destinadas a minimizar a vulnerabilidade de indivíduos, bens e infraestruturas a eventos de inundação, sem depender de estruturas físicas (Ciullo et al., 2017). Assim, as medidas não estruturais abrangem um conjunto de estratégias, incluindo o planejamento do uso e ocupação do solo, a previsão de cheias e sistemas de alerta, planejamento pra resposta a emergências e campanhas de educação ambiental e sensibilização públicas (Shah et al., 2018).

Segundo Nunes (2019) alguns exemplos de medidas não estruturais são: zoneamento de áreas inundáveis, item essencial do Plano Diretor; sistemas de alerta e previsão de cheias, com a intenção de informar e prevenir a população da ocorrência de chuvas intensas; educação ambiental, para conscientizar a população sobre os impactos da poluição e impermeabilização dos solos na ocorrência nas inundações, além de apresentar alternativas de armazenamento e reuso das águas pluviais.

1.3 Gestão Sustentável de Águas Pluviais - Técnicas Compensatórias de Drenagem Urbana

Segundo Nunes (2017) uma abordagem inovadora para os projetos de drenagem urbana visa garantir uma relação positiva entre o homem e o meio ambiente, integrando o desenvolvimento urbano com a gestão do uso e ocupação do solo. Os novos padrões e planos visam compensar as mudanças no ciclo hidrológico causadas pela urbanização por meio da construção de infraestruturas verdes ao longo da bacia e ajudar a controlar a qualidade e a quantidade dos escoamentos superficiais.

As técnicas compensatórias são um segmento do desenvolvimento sustentável, as quais atuam nos sistemas de drenagem de forma a regularizar ou elevar a eficiência hidráulica, assim desenvolvendo um papel no controle de enchentes e inundações urbanas.

A partir da década de 1970, os Estados Unidos começaram a implementar práticas de drenagem urbana segura conhecidas como Melhores Práticas de Gestão – Best Management Practices (BMPs). O tratamento das águas residuais de áreas industriais e/ou esgotos municipais foi o primeiro objetivo de tais práticas (FLETCHER *et al.*, 2015). Mais tarde, eles foram adotados para gerenciar as águas pluviais e controlar a poluição difusa. A Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (EPA, 2011) define BMPs como técnicas, processos, atividades ou estruturas capazes de reduzir as emissões presentes no escoamento superficial. Esses BMPs podem ser usados individualmente ou em conjunto para maximizar sua eficácia. Podem ser divididos em categorias estruturais, que incluem o uso de sistemas de coleta, armazenamento e tratamento de águas pluviais, e não estruturais, que incluem ações preventivas e corretivas de natureza institucional, administrativa ou financeira, como programas de prevenção à poluição e sistemas de alerta de cheias.

Com o passar dos anos as BMPs evoluíram para um conceito mais abrangente, denominado como *Low Impact Development* (LID). O LID combina medidas de controle de qualidade e quantidade dos escoamentos pluviais com aspectos físicos, socioeconômicos e ambientais da região. A EPA diz que o termo “LID” se refere a sistemas e técnicas que utilizam ou imitam os processos naturais do ciclo hidrológico, como o uso de técnicas de infiltração, armazenamento, detenção e retenção de águas pluviais em microescala. Essas técnicas ajudam a diminuir as áreas impermeáveis e aumentar o percurso e a extensão do escoamento. Por meio da redução de áreas impermeáveis, aumento do tempo de concentração da bacia e diminuição do volume escoado superficialmente, tais sistemas equilibram as respostas ecológicas de uma bacia hidrográfica quando avaliadas em larga escala. (LINDOSO; BUCHER, 2014).

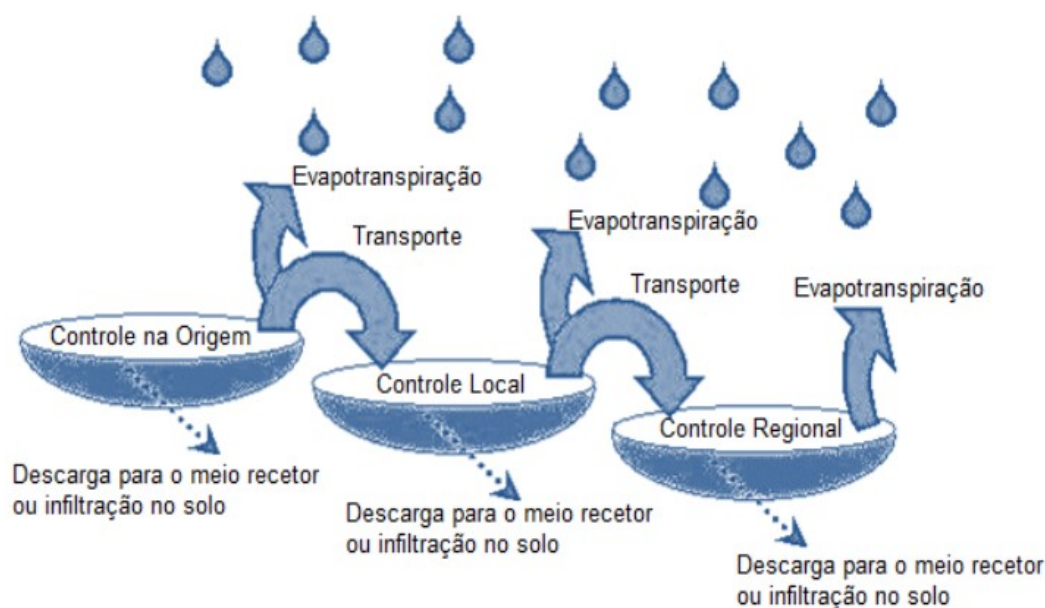
A abordagem LID, adaptada para a realidade de outros países, evoluiu para SUDS – *Sustainable Urban Development System* (Sistema Sustentável de Drenagem Urbana) no Reino Unido, LIUDD – *Low Impact Urban Design and Development* (Projeto e Desenvolvimento Urbano de Baixo Impacto) e na Nova Zelândia, e WSUD - *Water Sensitive Urban Design* (Projeto Urbano Sensível às Águas) na Austrália (FLETCHER *et al.*, 2015 apud ALVAREZ 2017).

Esses sistemas são projetados de forma a manter as características hidrológicas o mais próximo possível das condições de pré-urbanização. Segundo Canholi (2014), a filosofia geral aplicada ou esperada das SUDS pode ser assim resumida:

- Reduzir as vazões e taxas de escoamento;
- Reduzir os volumes adicionais consequentes da urbanização;
- Promover a recarga natural dos aquíferos;
- Reduzir a concentração de poluentes e atuar como zona de amortecimento em caso de acidentes com derramamento de contaminantes;
- Prover habitats para os animais e agregar valor estético para as áreas urbanas.

A cadeia de gestão do SUDS opera em série e cada elo dos níveis da cadeia de gestão reduzem o caudal e o volume do escoamento, além de melhorar a qualidade da água pluvial/afluente, conforme Figura 3 (LOURENÇO, 2014).

Figura 3 - Cadeia de gestão do SUDS



Fonte: Adaptado de Lourenço (2014)

Segundo Lourenço (2014), a cadeia de gestão do SUDS pode ser definida como:

- Controle na origem: controle diretamente no local de origem e imediações, como pavimentos permeáveis, poços de infiltração e cobertura verde
- Controle local: controle que envolve vários lotes ou grandes parques de estacionamento

- Controle regional: controle de vários locais, geralmente em bacias de retenção ou wetlands.

As técnicas de hierarquia superior revestem-se de maior preferência, ou seja, o controle na origem deve ser considerado antes do controle local e este, por sua vez, antes do controle regional. Sempre que possível, a passagem entre partes da cadeia de gestão deve ser realizada utilizando sistemas de transporte naturais, valas, trincheiras de filtração.

As principais técnicas compensatórias utilizadas nos projetos de drenagem urbana são (US EPA, 2000; ROSSMAN, 2015; ALVAREZ 2017):

- Trincheiras de Infiltração: são valas longitudinais estreitas fechadas com cascalho no fundo, que aumentam o volume de armazenamento e permitem que o escoamento interceptado se infiltre no solo por mais tempo.
- Reservatório de Água de Chuva: barris de chuva, também conhecidos como reservatórios de água de chuva, são instalados na parte externa das edificações e coletam o escoamento superficial produzido pelos telhados durante a precipitação. Eles também podem liberar ou reutilizar a água da chuva durante períodos de seca em fins não potáveis. As cisternas (reservatórios enterrados) desempenham a mesma função, mas geralmente têm volumes maiores de armazenamento e podem acumular águas pluviais que escoam pelo lote.
- Pavimentos permeáveis: são áreas escavadas preenchidas com cascalho e revestidas com blocos de concreto poroso pré-moldados. O material granular ou grama preenche os espaços vazios. Os pavimentos permeáveis ajudam na remoção de impurezas e na recarga da água subterrânea, além de reduzir o volume do escoamento superficial em certos ambientes;
- Telhados Verdes: são compostos por uma cobertura vegetal, composta por plantas de pequeno e grande porte, colocados sobre lajes ou telhados convencionais. Possui uma camada impermeabilizante e um material drenante abaixo da camada de solo. Telhados verdes auxiliam na redução do volume de escoamento pelo aumento de área verde e evapotranspiração à medida que se relacionado com a capacidade de infiltração da área de captação, além melhor o conforto térmico e melhoria da qualidade do ar da edificação onde está instalado;

- Células de Biorretenção: são depressões com vegetações cultivadas em uma mistura de solo executada com fundo em camada drenante. A atividade biológica estimula a filtragem das águas nestes sistemas. Facilitam o armazenamento, infiltração e evaporação da chuva que cai diretamente nesta área e do escoamento superficial de áreas vizinhas;
- Jardins de chuva: esses sistemas são comparáveis às células de biorretenção, mas não possuem uma camada de drenante abaixo da mistura de solo, pois é feito de forma natural;

De acordo com Alvarez (2017), existem vários benefícios que as técnicas compensatórias oferecem ao meio ambiente, porém é necessária manutenção contínua para manter estes sistemas em funcionamento para que os mesmos possam melhorar suas funções, pois a falta de manutenção pode gerar acúmulo de sedimentos e que resultam na colmatagem da estrutura (deposição ou acúmulo de partículas sólidas) e obstrução do sistema de drenagem.

Neste estudo foram avaliadas as técnicas: trincheiras de infiltração, pavimentos permeáveis e sistemas de armazenamentos de águas pluviais (reservatórios). As técnicas são descritas a seguir a partir de sua estrutura e funcionamento, como dispositivos capazes de reduzir o escoamento superficial e/ou sendo uma alternativa de uso não potável na UERJ.

1.3.1 Trincheira de Infiltração

As estruturas designadas trincheiras de infiltração também são denominadas trincheiras de percolação ou drenante. São estruturas capazes de armazenar a água por um determinado período de tempo, sendo posteriormente infiltrada ou absorvida de forma natural pelo solo. (OHNUMA JR, 2008).

As trincheiras de infiltração possuem, como principal objetivo coletar águas superficiais de áreas adjacentes que sejam impermeáveis. São estruturas lineares que apresentam grande versatilidade, quando comparada com outras, podendo ser implantados na superfície ou em profundidades pequenas como exemplo: ao longo do sistema viário, jardins, estacionamentos, terrenos esportivos e outros. (BAPTISTA *et al*, 2005).

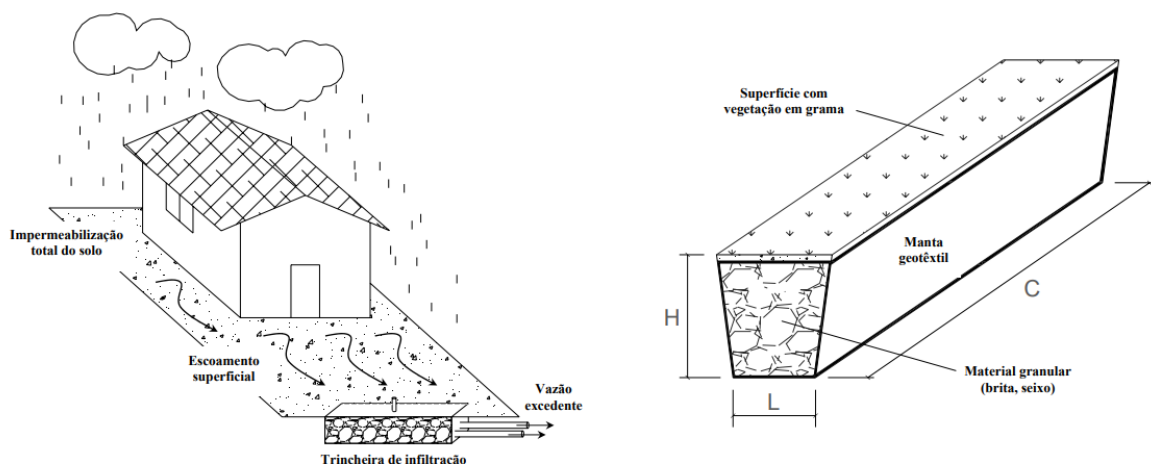
O acesso das águas se dá pela superfície da trincheira ou por meio de um sistema de drenagem. Nos dispositivos de infiltração, o escoamento da água é pela própria infiltração dela no solo, e já nos dispositivos de retenção a retirada de águas é por um sistema de drenagem.

Nas trincheiras são utilizadas exclusivamente para detenção, com o principal objetivo do rearranjo temporal das vazões do escoamento superficial onde são feitas principalmente em solos com baixa permeabilidade ou quando há risco de contaminação de águas subterrâneas. (TOMINAGA, 2013).

Segundo Alvarez (2017), estas estruturas geralmente consistem em valas escavadas no solo com dimensões específicas e pouco profundas, preenchidas com material granular como brita e areia para permitir uma infiltração direcionada das águas superficiais no solo. Além disso, para evitar o processo de colmatagem e a presença de contaminantes, é necessária aplicação de manta geotêxtil entre o solo e o material granular, bem como entre a superfície e a trincheira.

A Figura 4 apresenta o detalhamento de uma trincheira a partir de um corte em perspectiva com suas principais propriedades e características. Onde L e H representam suas largura e altura, respectivamente e C o seu comprimento. No caso, as trincheiras podem ter seção transversal na forma retangular ou trapezoidal (OHNUMA JR, 2008).

Figura 4 – Esquema de uso e corte em perspectiva de uma trincheira de infiltração.



Fonte: Adaptado de OHNUMA JR (2008)

1.3.2 Sistema de Aproveitamento de Água de Pluvial (Reservatórios)

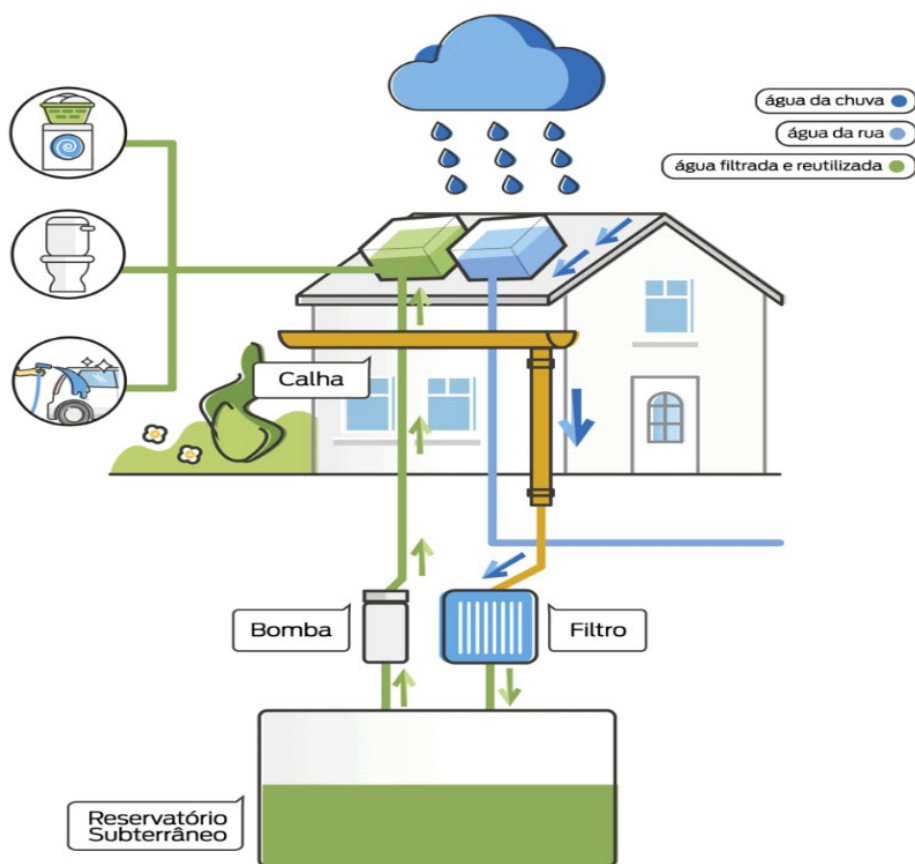
Segundo Tavanti (2009), os reservatórios de águas pluviais são dispositivos de controle aplicados em nível de loteamento, visando principalmente a retenção de parte do volume do escoamento superficial para reduzir picos e distribuir a vazão ao longo do tempo.

Os reservatórios de águas pluviais são estruturas destinadas ao armazenamento e aproveitamento deste recurso, o qual não é permitido para o consumo humano por não possuir tratamento, mas tem o uso não potável permitido (como em descargas de vasos sanitários, irrigação de gramados e lavagem de veículos). São instalados ao ar livre ou dentro das edificações, estando conectados ou não ao sistema de drenagem urbano e podendo ser pré-fabricados ou feitos in loco em alvenaria ou concreto armado (BAPTISTA *et al*, 2011)

Esses reservatórios podem estar acima do solo (barris de chuva) ou enterrados (cisternas). Geralmente, os telhados das edificações são conectados aos reservatórios por meio de calhas e condutores verticais e horizontais, conforme mostrado na Figura 5. Nos barris de chuva, a água armazenada é retirada por uma torneira localizada no fundo do reservatório. Nas cisternas, estruturas mais complexas, são necessários dispositivos adicionais como bombas de sucção e recalque (para retirada e elevação da água), extravasor (sistema de descarte do excesso de água) e tampa de inspeção. Além disso, tanto os barris de chuva quanto as cisternas podem ter um sistema de filtro e podem ou não estar conectados à rede pública de drenagem.

De acordo com Lee *et al.* (2000), as técnicas mais comuns para coleta de água da chuva são a partir da superfície de telhados ou do solo. Entretanto, o sistema de captação de água da chuva a partir da superfície de telhados é considerado mais simples e, na maioria dos casos, fornece água de melhor qualidade do que aquela coletada a partir da superfície do solo (ANNECCHINI, 2005).

Figura 5 – Esquema de um sistema de captação de água da chuva de telhados para fins não potáveis.



Fonte: CEDAE (2023)

1.3.3 Pavimentos Permeáveis

Os pavimentos permeáveis têm como sua principal finalidade a redução do escoamento superficial devido a espaços vazios em sua estrutura, permitindo que a água tenha capacidade de escoamento maior e com rapidez através da infiltração no solo ou por drenagem auxiliar, fato que pode contribuir para o sistema de drenagem de uma cidade, com a melhoria e a redução da probabilidade de alagamentos no âmbito da microdrenagem urbana.

Segundo Barros e Boaventura (2019), os pavimentos permeáveis surgem como alternativa para reduzir os impactos da impermeabilização dos solos nos centros urbanos. Os pavimentos permeáveis podem ser aplicados em: passeios, calçadas, estacionamentos, pátios residenciais, comerciais e industriais, vias de tráfego leve, ou seja, para utilidades onde não há grande solicitação de carga.

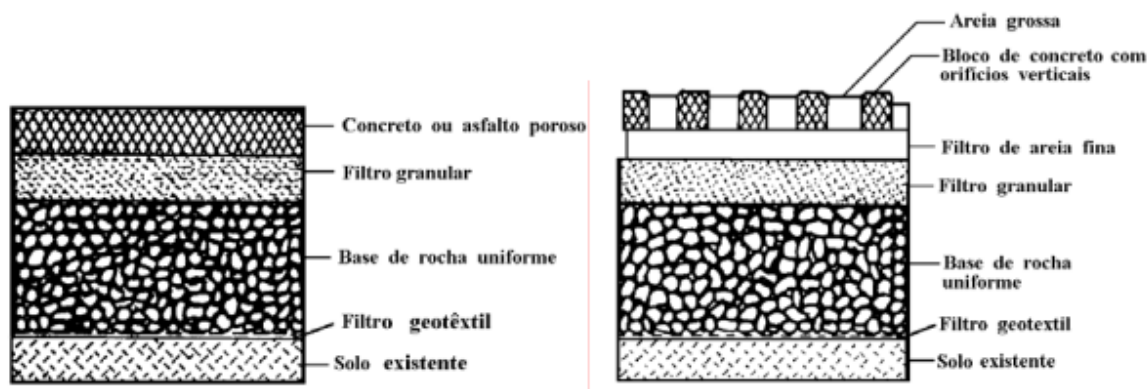
O pavimento permeável é um dispositivo que possibilita a infiltração, onde o escoamento das águas pluviais é conduzido, através de uma superfície permeável, a um reservatório de pedras localizado abaixo da superfície do terreno (URBONAS e STHARE, 1993).

O conceito de pavimentos permeáveis surgiu na década 1970 no Frankln Institute, localizada na Filadélfia - EUA e podem ser construídos em asfalto ou concreto (TOMAZ, 2009, apud SANTOS, 2017). Esses pavimentos permitem a drenagem de águas pluviais através da camada superior, para a camada subjacente, local onde a água é armazenada até se infiltrar no solo ou ter outro destino, como ser reutilizada (LOURENÇO, 2014).

Segundo Sponchiado (2021) os pavimentos permeáveis podem ser classificados em três tipos: pavimento de asfalto poroso, de concreto poroso e de blocos de concreto perfurado preenchido com areia ou grama. A camada superior dos pavimentos porosos (asfalto ou concreto) é construída de forma similar aos pavimentos convencionais, mas com a retirada da fração da areia fina da mistura dos agregados do pavimento, já os blocos de concreto vazados são colocados acima de uma camada de base granular (areia), sobrepostos por filtros geotêxteis que são colocados sob a camada de areia fina para prevenir a migração da areia fina para a camada granular.

O pavimento permeável, ou pavimento poroso, representa outro tipo de dispositivo de controle dos escoamentos superficiais na fonte e tem como objetivo a infiltração e/ou armazenamento da água (CASTRO *et al.*, 2013). Também auxilia no controle da qualidade das águas pluviais já que o material que preenche o pavimento atua como filtro, de modo a reter as impurezas do volume infiltrado (BAHIENSE, 2013). A Figura 6 apresenta a estrutura típica para assentamento de pavimento constituído por concreto poroso. Logo abaixo da superfície dos blocos de concreto poroso observa-se uma camada de assentamento e rejunte constituída de agregado graúdo, que se sobrepõe a uma camada constituída por reservatório de brita, onde está localizado o dispositivo de drenagem. A manta impermeável localizada abaixo do reservatório do pavimento direciona a água para o tubo de drenagem. Entretanto, pode-se considerar também o pavimento com infiltração total no solo, dispensando-se, nesse caso, a presença da manta impermeável. Além de blocos de concreto poroso, a superfície do pavimento pode ser constituída também por asfalto poroso, blocos de concreto vazado, e blocos de concreto e paralelepípedo.

Figura 6 – Esquema típico com descrição das camadas de pavimento permeável



Fonte: OHNUMA JR (2008)

1.4 Aspectos Legais ao Aproveitamento de Água de Chuva

O decreto federal nº 24.643/93, conhecido como o Código das Águas, consolidou a base da legislação voltada para a temática água. O instrumento legisla inclusive sobre o conceito de águas de chuvas e seus do direito de uso, atribuindo ao dono da edificação onde caírem diretamente sua propriedade. No artigo 118 existem informações relevantes sobre a construção de cisternas para reaproveitar a água da chuva em áreas públicas. Em termos de política ambiental voltada aos recursos hídricos destaca-se a promulgação da lei 9.433 que, em 1997, instituiu a Política Nacional de Recursos Hídricos – PNRH criando o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos. Conhecida como Lei das Águas, o normativo fornece instrumentos que possibilitam a melhoria da gestão sistemática do recurso (VELOSO e MENDES, 2013).

A captação de água de chuva tem uma relação indireta com os objetivos dessa Política, já que estimula o uso racional e ao mesmo tempo previne contra os eventos hidrológicos críticos, tanto às secas, devido à promoção da reserva, quanto às inundações, devido à diminuição do escoamento superficial. A inclusão da captação de água de chuva no Plano, indica o esforço da política de recursos hídricos na busca da transversalidade e no gerenciamento integrado das águas (SENRA *et al*, 2007).

Na esfera federal, sobre a temática de reaproveitamento da água da chuva são apenas projetos de lei onde se destacam o de nº411/2007 e o 432/2011 que trata do incentivo para a construção de sistemas de coleta, armazenamento assim como também a utilização das águas

pluviais. Não um ordenamento jurídico que trate sobre o uso das águas chuva. A lei nº 11445/2007, conhecida como lei do Saneamento Básico, indiretamente estabelece alguns critérios para o manejo de água pluvial. O artigo 3º define a drenagem e manejo das águas pluviais urbanas como: Conjunto de atividades, infraestruturas e instalações operacionais de drenagem urbana de águas pluviais, de transporte, detenção ou retenção para o amortecimento de vazões de cheias, tratamento e disposição final das águas pluviais drenadas nas áreas urbanas; (BRASIL, 2007).

Pacheco *et al.* (2017) avaliou o cenário estadual e municipal brasileiro no que tange a regulamentações que se referem ao aproveitamento de água. Pacheco *et al.* (2017) apontou que a variedade de leis e regulamentações em diferentes partes do território dificulta a avaliação do grau em que o Brasil está implementando a coleta de águas pluviais como uma alternativa aos sistemas municipais de abastecimento de água.

Tavares *et al.* (2019) abordaram em seu estudo sobre políticas públicas do tema aproveitamento de água de chuva no Brasil, sobretudo em consideração aos aspectos:

- I. Redução do escoamento superficial;
- II. Substituição parcial do abastecimento de água;
- III. Disponibilização de créditos fiscais para o sistema;
- IV. Imposição de multas por falha no cumprimento da legislação;
- V. Especificações técnicas para a implementação;
- VI. Área mínima para a implementação obrigatória;
- VII. Estimular e viabilizar ações - educação ambiental.

É importante ressaltar que o trabalho não considerou as legislações municipais. Dessa forma, os resultados apresentados refletem um cenário mínimo de incentivo ao tema, visto que um município independente de possuir legislação referente ao tema ou não, estando inserido em um Estado que possui tal instrumento, deve atendê-lo.

Segundo Tavares *et al.* (2019) atualmente, dos 26 estados brasileiros, 17 apresentam legislação que incentive o aproveitamento de água de chuva a partir de vários aspectos. Esse número representa 65% do total dos estados e representa um aumento de mais de 100% após o estudo elaborado por Pacheco *et al.* (2017) que apontou apenas 7 estados com regulamentação para o uso de água de chuva. Os estados brasileiros que ainda não estabeleceram políticas legais de incentivo ao aproveitamento de água de chuva são: Alagoas, Amazonas, Maranhão, Minas

Gerais, Pará, Rio Grande do Norte, Roraima, Santa Catarina e Sergipe. Os estados que possuem legislação sobre o tema e seus respectivos aspectos podem ser observadas no Quadro 1 a seguir:

Quadro 1- Legislações Estaduais que abordam o tema aproveitamento de água de chuva e seus aspectos

Estado	Legislação	Aspecto(s)
Acre	Lei nº 2.540/2012	II
Amapá	Lei Ordinária nº 2.003/2016	II
	Lei nº 1.997/2016	II
Bahia	Lei Ordinária nº 13.581/2016	II
Ceará	Lei nº 16.033/2016	VI
Espírito Santo	Lei Ordinária nº 10.624/2017	II e IV
Goiás	Lei nº 17.128/2010*	II e IV
Mato Grosso	Lei nº 9.674/2011	III
	Lei nº 10.799/2019	II
Mato Grosso do Sul	Lei nº 4.699/2015	II e VII
Paraíba	Lei nº 9.130/2010	II, V e VI
Paraná	Lei nº 18.730/2016	II, IV e V
Pernambuco	Lei Ordinária nº 14.572/2011	II, IV e VI
	Lei nº 15.630/2015	II e IV
Piauí	Lei Ordinária nº 6.280/2012	I e II
	Lei nº 6.888/2016	II
Rio de Janeiro	Lei nº 4.248/2003	II e VII
	Lei nº 4.393/2004º	II e VI
Rio Grande do Sul	Lei Ordinária nº 14.270/2013	II
	Decreto nº 43.919/2015	VII
Rondônia	Lei Ordinária nº 2.425/2011	II
São Paulo	Lei nº 12.526/2007	I, II, V e VI
Tocantins	Lei nº 3.261/2017	II

Fonte: Adaptado de Tavares *et al.* (2019). * Redação alterada pela Lei nº 17.582, de 08-03-2012.

Dos 17 (dezessete) estados brasileiros que apresentaram leis sobre aproveitamento de água de chuva, na sua maioria diz respeito à substituição parcial do abastecimento de água, demonstrando preocupação quanto a possibilidade de racionalização do uso da água, trazendo economia ao consumidor. Em contrapartida, apenas os estados de Piauí e São Paulo regulam o uso quanto à redução do escoamento superficial, o que demonstra uma preocupação com relação aos eventos hidrológicos extremos, relacionados à alagamentos e inundações urbanas.

2 METODOLOGIA

2.1 Caracterização da Área de Estudo

2.1.1 Histórico da UERJ

De acordo com o portal da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ) (2023), a história desta instituição tem início em 4 de dezembro de 1950, por meio da promulgação da Lei Municipal nº 547. Ao longo das décadas subsequentes, a UERJ expandiu-se e consolidou-se como uma das principais universidades do Brasil. Sua relevância no cenário acadêmico brasileiro é demonstrada pela qualidade da educação superior oferecida, pelo impacto de sua produção científica, pela variedade de projetos de extensão em execução, pela promoção da cultura e pelos diversos serviços prestados à comunidade.

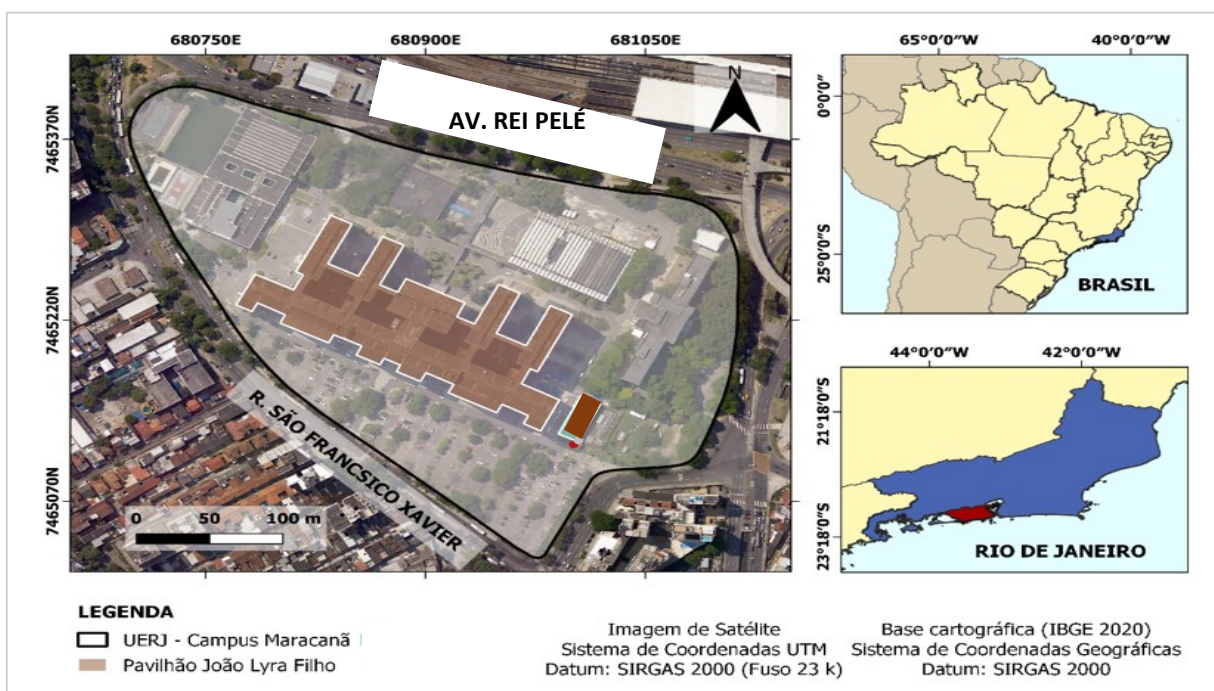
Inicialmente denominada Universidade do Distrito Federal (UDF), em contraste com a instituição homônima, estabelecida em 1935 e encerrada em 1939, a nova universidade fortaleceu-se e tornou-se uma referência em ensino superior, pesquisa e extensão na Região Sudeste. Ao longo de sua trajetória, a instituição teve sua denominação modificada, acompanhando as mudanças políticas ocorridas. Em 1958, a UDF passou a ser conhecida como Universidade do Rio de Janeiro (URJ). Posteriormente, em 1961, com a transferência do Distrito Federal para Brasília, a instituição foi rebatizada como Universidade do Estado da Guanabara (UEG). Por fim, em 1975, recebeu o nome definitivo de Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

O campus Francisco Negrão de Lima, situado no bairro do Maracanã, na zona norte da cidade do Rio de Janeiro-RJ, foi construído no local da antiga Favela do Esqueleto, assim chamada devido à estrutura inacabada de um hospital público que lá existia, posteriormente convertido no atual Pavilhão Haroldo Lisboa da Cunha. Oficialmente inaugurado em 1976, o campus possui atualmente mais de 160.000 metros quadrados de área construída, 292 salas de aula, 12 bibliotecas, 24 auditórios e 111 laboratórios distribuídos entre o pavilhão João Lyra Filho e o pavilhão Haroldo Lisboa da Cunha. Além disso, o campus no Maracanã abriga importantes espaços dedicados a atividades artísticas e culturais, como o Teatro Odylo Costa Filho (o segundo maior teatro do Rio de Janeiro), a Galeria Cândido Portinari e a Concha Acústica Marielle Franco.

2.1.2 Localização da UERJ

A área de drenagem selecionada trata-se de um loteamento do principal campus da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, localizado no bairro de Maracanã, na cidade do Rio de Janeiro-RJ, com infraestrutura urbana consolidada e cadastro da rede de microdrenagem, disponível no acervo da Prefeitura da UERJ.

Figura 7 – Área de estudo



Fonte: Adaptado de ALMEIDA, 2022.

O Campus Principal da UERJ (Figura 7), encontra-se na região centro norte da cidade do Rio de Janeiro-RJ, com vista ao Estádio do Maracanã. O local possui elevada concentração de veículos, sobretudo nos horários de pico, entre a Avenida Rei Pelé e a Boulevard Vinte e Oito de Setembro, trecho de interligação dos bairros Maracanã, Vila Isabel, Andaraí e Grajaú. A área de estudo tem elevada densidade de urbanização, com fluxo de transporte médio em dias úteis estimado em 20.909 veículos próximo à Praça Maracanã – sentido Tijuca e 56.021 veículos, próximo ao Estádio do Maracanã – sentido Méier (PCRJ, 2017).

A UERJ encontra-se inserida na Sub-Bacia Hidrográfica do Canal do Mangue, localizada na macrorregião da bacia da Baía de Guanabara, é a região mais densamente ocupada e historicamente modificada. Seu território, após séculos de ocupação e expansão urbana, foi intensamente modificado e descaracterizado, tendo comprometido sua rede natural de

drenagem. Seus principais corpos hídricos os rios Comprido, Joana, Maracanã, Papa-Couve e Trapicheiros, atualmente, lançam no Canal do Mangue, que é um canal artificial. A sub-bacia do Canal do Mangue, como o entorno imediato da área de estudo, caracterizam-se como áreas urbanas consolidadas, com caráter predominantemente residencial, densamente ocupado e impermeabilizado.

O critério utilizado para a seleção da área de estudo foi baseado fatores estruturais e de disponibilidade de espaço para alocação das técnicas compensatórias para dimensionamento, do fácil acesso aos arquivos necessários, assim como a ausência de contribuição de bacia externa à rede existente, e a possibilidade de intervenções complementares futuras, com a utilização de medidas compensatórias em manejo de águas pluviais.

2.1.3 Levantamento Aerofotogramétrico

A Fotogrametria, segundo a *International Society for Photogrammetry and Remote Sensin* (ISPRS), é considerada uma arte, ou uma ciência, assim como a tecnologia de obtenção de informações seguras sobre os objetos físicos e o meio ambiente por meio de processos de gravação, medição e interpretação de imagens fotográficas e padrões da energia eletromagnética e outros fenômenos.

A geodésia e a cartografia, em conjunto com a aerofotogrametria são essenciais na elaboração de mapas juntamente com outras ciências, e as imagens são o apoio para os pontos de mapeamento na superfície terrestre (ANDRADE, 1998)

O uso da fotogrametria tem sido cada vez mais difundido, pois além de ser uma técnica inovadora, os instrumentos empregados tem evoluído de forma constante com o tempo (MENDONÇA, 2019).

O mapeamento por aerofotogrametria é feito a partir do método de triangulação fotogramétrica ou aerotriangulação, e a confecção da carta ou mapa utiliza métodos de restituição fotogramétrica (ANDRADE, 1998).

2.1.3.1 Plano de sobrevoo por meio de drones

Para a elaboração de um sobrevôo, é necessário a programação do piloto automático em um trajeto preestabelecido. Com o mapa digital do terreno armazenado na memória do

equipamento, é possível se orientar pelos caminhos a serem percorridos, obtidos com as aerofotogramétricas (ortofotos) através dos RPAs (Aeronave Remotamente Pilotada). Com a utilização de sistemas de orientação por satélites obtém-se um resultado otimizado, agilização de procedimento, e redução de insumos e custos do produto final de um serviço.

No planejamento de voo, realizou-se a solicitação de utilização do espaço aéreo brasileiro para o dia 6 de maio de 2023, com janela de horário de 8h até 17h. sendo configurado os seguintes parâmetros fotogramétricos (SILVA, 2024):

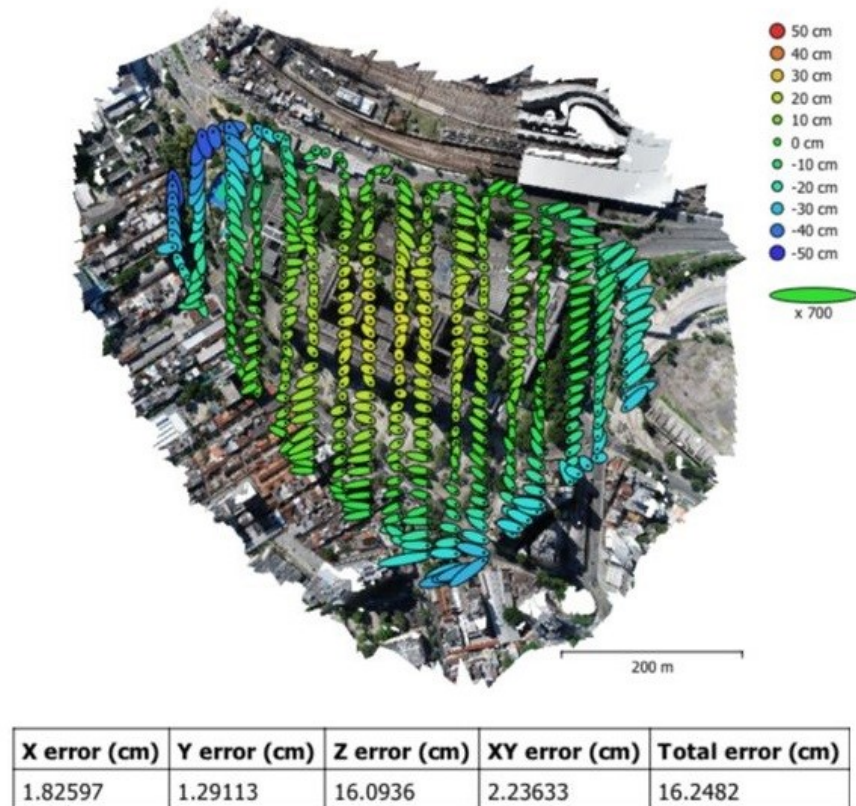
- Altura de Voo: 80 metros;
- Sobreposição Longitudinal: 80 %;
- Sobreposição Lateral: 80 %; e
- Área de Buffer: 50 metros.

O voo durou aproximadamente 18 minutos, recobrindo toda a área de interesse, ocorreu com autonomia de uma bateria e compreendeu o tipo de operação VLOS. Por fim, foram realizadas 15 faixas de voo de tamanhos irregulares para a atividade ser concluída.

O GSD (“Ground Sample Distance”) médio obtido pelo aerolevanteamento foi de 3,12 cm/pixel, indicando que cada pixel da imagem representa, em média, 3,12 cm do terreno. Tal resolução espacial revela-se bastante satisfatória para fins de engenharia e para os propósitos deste estudo, uma vez que proporciona uma clareza visual dos detalhes.

O erro estimado total segundo o relatório do software Agisoft Metashape foi de 16,25cm, conforme discriminado na Figura 8.

Figura 8 – Localização da câmera e erro estimado durante o voo.



Fonte: Adaptado de Agisoft Metashape Professional, 2023.

2.1.3.2 Processamento dos dados do sobrevoo

Após o levantamento obtido pelo sobrevoo do drone sobre a UERJ, foram obtidas 446 imagens e o fluxo dos processos consistiu na triangulação e medição automática dos pontos de passagem e enlace via correlação automática de imagens, ajuste do posicionamento dos centros perspectivos das fotografias com base nas coordenadas dos pontos de controle, modelagem digital do terreno, ortorretificação das imagens e produção do mosaico final.

Com uso do *software Agisoft Metashape Professional* foi gerado o Modelo Digital de Terreno - MDT. Na sequência do fluxo de processamento das imagens, foi realizada a edição da ortofoto, com a classificação semiautomática para eliminação de vegetação, edificações e ruídos da nuvem de pontos produzida pela correlação automática de imagens. A nuvem de pontos resultante foi interpolada para uma grade regular, para obtenção do produto final do arquivo matricial do MDT.

Com o MDT final as imagens foram ortorretificadas e as linhas entre as fotos adjacentes (linhas de corte) editadas, para corrigir erros de correlação entre as imagens originais, e eliminar descontinuidades e distorções.

2.1.4 Uso e Ocupação do Solo

A caracterização de uso e ocupação do solo no loteamento da Universidade do Estado do Rio de Janeiro foi realizada com uso de ferramentas de geoprocessamento e de ortoimagem gerada no processamento dos dados do sobrevoo. Este estudo optou por utilizar a classificação supervisionada de imagens, com a seleção de diversos espectros para seleção dos dados a serem identificados. A partir da identificação dos pixels utilizados como modelos, foram caracterizadas as camadas de uso do solo no mapa, a partir de tratamento estatístico obtido através do Sistema de Informações Geográficas, QGis® para a seleção da probabilidade de ocorrência na imagem de estudo.

A amostragem espacial da área de estudo encontrou 394 polígonos, que representam 7 classes de uso e ocupação do solo, como:

- Edificações – principais prédios identificados com cobertura acinzentada;
- Edificações Especiais – áreas de equipamentos esportivos e de energia
- Áreas Alagadas – piscinas e lagos artificiais;
- Vegetação Arbórea – árvores;
- Vegetação Herbácea – gramas;
- Estacionamento; e
- Calçadas e Pavimentos.

A amostragem espacial do lote em conjunto com a aplicação de um filtro para identificação dos pixels existentes forneceu um arquivo “raster” de classificação, sem os pixels que causam prejuízo a imagem, eliminados pelo filtro inserido. Na criação do “raster” foi possível realizar o estudo e a seleção de pontos diversos, dentro do próprio arquivo, com o intuito de avaliar a qualidade do geoprocessamento.

Com base no conhecimento da região para buscar uma maior assertividade no levantamento os polígonos passaram por refinamento manual (Figura 9).

Figura 9 – Classificação de Uso e Ocupação do Solo da área do Campus UERJ Maracanã, Rio de Janeiro-RJ, obtida a partir de ortoimagem de sobrevôo por drone



Fonte: Autor, 2023.

Com base no processamento dos dados da ortoimagem, obteve-se as características de cada classe de uso e ocupação do solo na UERJ, conforme descrito na Tabela 1.

Tabela 1 – Características de cada classe de uso e ocupação do solo da UERJ

Uso e Ocupação	Tipo de Cobertura	Área (m ²)	%
Edificações	Impermeável	28.322,46	30,11%
Edificações Especiais	Impermeável	3.733,49	3,97%
Áreas Alagadas	Impermeável	177,89	0,19%
Vegetação Arbórea	Permeável	21.923,95	23,31%
Vegetação Herbácea	Permeável	8.436,59	8,97%
Estacionamento e ruas	Impermeável	19.793,78	21,04%
Calçadas e Pavimentos	Impermeável	11.682,90	12,42%
Total		94.071,07	100,00%

Fonte: O Autor, 2023.

Segundo Fortunato (2019) que realizou um estudo com levantamento topográfico do perímetro e área da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ) campus Maracanã, utilizando o instrumento estação total, para sua regularização junto aos órgãos competentes, encontrou uma área de 93.975,00 m² correspondente a todo polígono do campus. Existindo um módulo de diferença de apenas 96,07 m².

2.2 Pluviometria

Os dados de chuva, relacionados à pluviometria, utilizados neste trabalho foram obtidos do Sistema Alerta Rio, da Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro (ALERTA RIO, 2024), cuja estação de referência é a de número 4 denominada “Tijuca”, localizada no Centro de Estudos do Sumaré - Estrada do Sumaré, 670, Tijuca – Rio de Janeiro – RJ, distante aproximadamente 2,73 km da UERJ, local de estudo. Com registros a cada 15 minutos a estação conta com registros históricos desde 1997 e para a análise e consistência dos dados foram utilizadas planilhas MS Excel. A série do estudo consiste dos anos entre 1997 e 2022. Os dados foram transformados em totais precipitados diários e, posteriormente, acumulados mensalmente, a fim de atender aos objetivos referentes à avaliação do dimensionamento do reservatório de aproveitamento de água de chuva. A Figura 10 apresenta a localização da área de estudo identificada como CAP2 em relação ao pluviômetro da Tijuca.

Figura 10 - Localização da Estação Pluviométrica da Tijuca, do Sistema Alerta Rio, da Prefeitura do Rio de Janeiro



Fonte: Alves, 2022.

2.3 Hidrologia

Para o dimensionamento da rede de drenagem e para a avaliação do cenário das técnicas compensatórios foi realizado um estudo de chuvas intensas, com base na IDF do pluviômetro Sabóia Lima, apresentado no manual da RIO-ÁGUAS (2019). Foi considerado uma intensidade de chuva, referente a um tempo de recorrência de 10 anos, conforme orientação do manual para dispositivos de microdrenagem e dispositivos de drenagem superficial, galerias de águas pluviais. A Equação 1, assim como o Quadro 2, informa os parâmetros da equação da IDF.

$$i = \frac{aT^b}{(t+c)^d} \quad (1)$$

Onde:

i = intensidade da chuva (mm.h-1);

T = período de retorno (anos);

t = duração da chuva (min); e

a, b, c e d são os parâmetros da equação, conforme Quadro 2.

Quadro 2 - Coeficientes de chuvas IDF Sabóia Lima

Pluviômetro	a	b	c	d	Fonte
Sabóia Lima	1782,000	0,170	16,600	0,841	Rio-Águas (2006)

Fonte: Adaptado de RIO-ÁGUAS (2019).

O manual de instruções técnicas da RIO ÁGUAS (2019) sugere que o tempo de chuva seja igual ao tempo de concentração. Em projetos de microdrenagem, quando a área a montante for urbanizada ou estiver em processo de urbanização, com divisor de águas a uma distância aproximada de 60 m, o tempo de concentração inicial será obtido no Quadro 3:

Quadro 3 - Tempo de concentração para áreas urbanizadas

Tipologia da área a montante	Declividade da sarjeta	
	< 3%	> 3%
Áreas de construções densas	10 min	7 min
Áreas residenciais	12 min	10 min
Parques, jardins, campos	15 min	12 min

Fonte: Adaptado de RIO-ÁGUAS (2019).

Para os demais casos, o tempo de concentração pode ser calculado pela fórmula de George Ribeiro ou pela fórmula de Kirpich, relativas ao percurso sobre o talvegue e pela fórmula de Kerby, relativa ao percurso sobre o terreno natural; para canais, recomenda-se a adoção do Método Cinemático. O tempo de concentração adotado não deve ser inferior a 5 minutos. Neste estudo, foi considerado o tempo de concentração de 10 minutos, conforme avaliação do Quadro 3, para áreas de construções densas e declividade de sarjeta < 3%.

2.3.1 Modelagem Hidrológica

A metodologia de cálculos hidrológicos para determinação das vazões de projeto foi definida em função das áreas das bacias hidrográficas. No estudo em questão, por ter uma área da bacia inferior à 100 hectares, foi definido o Método Racional Modificado para determinação da vazão (RIO-ÁGUAS, 2019).

O cálculo da vazão pelo Método Racional modificado com a inclusão do critério de Fantoli é determinado pelas Equações 2 e 3:

$$Q = 0,00278 \times n \times i \times f \times A \quad (2)$$

Onde:

Q = deflúvio gerado em m³/s;;

n = coeficiente de distribuição):

para $A < 1$ ha, $n = 1$

para $A > 1$ ha, $n = A^{-0,15}$

A = Área de contribuição em ha;

i = intensidade de chuva em mm/h; e

f = coeficiente de deflúvio (Fantoli).

$$f = 0,0725 \times C \times (i \times t)^{1/3} \quad (3)$$

Onde:

t = tempo de concentração em minutos;

i = intensidade de chuva em mm/h; e

C = Coeficiente de escoamento superficial (runoff);

No Método Racional, o valor do coeficiente de escoamento superficial da bacia será determinado a partir da média ponderada dos coeficientes das áreas parciais.

Para definição do valor do coeficiente de escoamento superficial de cada tipo de ocupação do solo da UERJ foram utilizados os valores da Tabela 2 pela Rio-Águas (2019), em concordância com o levantamento e caracterização do uso e ocupação do solo.

Tabela 2 - Coeficiente de escoamento superficial (runoff) – “C”

Tipologia da área de drenagem	Coeficiente de escoamento superficial
Áreas Comerciais	
áreas centrais	0,70 – 0,95*
áreas de bairros	0,50 – 0,70
Áreas Residenciais	
residenciais isoladas	0,35 – 0,50
unidades múltiplas, separadas	0,40 – 0,60
unidades múltiplas, conjugadas	0,60 – 0,75
áreas com lotes de 2.000 m ² ou maiores	0,30 – 0,45
áreas suburbanas	0,25 – 0,40
áreas com prédios de apartamentos	0,50 – 0,70
Áreas Industriais	
área com ocupação esparsa	0,50 – 0,80
área com ocupação densa	0,60 – 0,90
Superfícies	
asfalto	0,70 – 0,95*
concreto	0,80 – 0,95*
blocket	0,70 – 0,89
paralelepípedo	0,58 - 0,81
telhado	0,75 – 0,95*
solo compactado	0,59 - 0,79
Áreas sem melhoramentos ou naturais	
solo arenoso, declividade baixa < 2 %	0,05 – 0,10
solo argiloso, declividade baixa < 2 %	0,15 – 0,20
grama, em solo arenoso, declividade baixa < 2%	0,05 - 0,10
grama, em solo argiloso, declividade baixa < 2%	0,13 - 0,17*
florestas com declividade < 5%	0,25 – 0,30

Fonte: Adaptado de RIO-ÁGUAS (2019)

*usados como referência no trabalho

2.4 Dimensionamento da Rede de Drenagem

O dimensionamento da rede drenagem existente do Campus Maracanã foi realizado com base no acervo de projetos da Prefeitura dos Campi da UERJ. O cadastro existente em formato DWG foi carregado no *software* AutoCad® para melhor manuseio das informações e avaliação de dados da rede de drenagem existente.

2.4.1 Software Drenar

O DRENAR é um *software* gráfico desenvolvido pela empresa Sanegraph LTDA, um aplicativo destinado a auxiliar na elaboração de projetos e no dimensionamento de sistemas de microdrenagem urbana pelo método racional, sendo projetado para ser utilizado em conjunto com o *software* gráfico AutoCAD. Embora o DRENAR tenha sido projetado para interoperabilidade com o AutoCAD, pode ser também integrado com o *software* gráfico IntelliCAD, BricksCAD, ProgeCAD, ZWCAD, entre outros (SANEGRAPH, 2010).

A metodologia de trabalho proporcionada aos usuários do *software* consiste em lançar graficamente as entidades do projeto (bacias, sarjetas, bocas de lobo, tubos de ligação e rede) sobre a planta topográfica no AutoCAD, gerar arquivos de exportação de dados em formato neutro (DXF), ler os arquivos DXF no aplicativo de cálculo para montar automaticamente as planilhas (matriz de dados/dimensionamento) de áreas/bacias, de sarjetas, de bocas de lobo, tubos de ligação e rede, calcular os elementos sob os aspectos hidráulicos, gerar os arquivos de retorno das informações do cálculo para o AutoCAD também via DXF e obter a planta final e perfis longitudinais, tudo num processo rápido, automatizado e orientado por menus, ícones e rotinas especialmente desenvolvidas para esta finalidade (SANEGRAPH, 2010).

O *software* possui as seguintes características técnicas:

- Lançamento da Rede e Acessórios diretamente sobre a planta de topografia digitalizada.
- Simulações e ensaios diversos.
- Cálculo de Áreas/Bacias, verificação da Capacidade das Sarjetas e Bocas de Lobo, Dimensionamento de redes/Galerias.
- Levantamento de quantitativos por etapa de projeto.
- Geração de arquivos de dados, planilhas, plantas e ordens de serviço para execução.

- Importação e Exportação Automática de informações entre os módulos de desenho e cálculo.
- Verificação de condições hidráulicas de Redes Existentes.
- Geração Automática de Perfis Longitudinais dos coletores.

O DRENAR calcula a vazão a ser escoada para cada trecho da rede para o dimensionamento das tubulações. A vazão tem impacto direto nos cálculos e na determinação do diâmetro (ou seção retangular) e dos demais resultados hidráulicos, como a velocidade de escoamento e a lâmina d'água. Nas fórmulas de intensidade da precipitação, um dos parâmetros é o tempo de concentração da bacia de drenagem. Nos trechos de cabeceira é adotado o tempo de entrada, estimado ou calculado pelo projetista. Geralmente, o tempo de concentração é considerado entre 10 e 15 minutos. À medida que se avança para jusante na rede, soma-se ao tempo de entrada o tempo de percurso, calculado trecho a trecho pela divisão do comprimento pela velocidade de escoamento. A intensidade pluviométrica, por ter o tempo de concentração no denominador das equações de chuva utilizadas no DRENAR, diminui à medida que se caminha para jusante na rede. É fundamental então que o software recalcule a intensidade da chuva, trecho a trecho, de modo a garantir boa técnica e evitar superdimensionamento das tubulações da rede (SANEGRAPH, 2010).

Todo trecho de rede tem uma área local que contribui para o poço de visita (PV) de montante do trecho e também uma área acumulada, que se soma para jusante. A soma da área acumulada com a local resulta na área total de contribuição do trecho. No caso de um coletor linear, ou seja, apenas uma sequência de trechos, sem contribuintes laterais, basta calcular o tempo de percurso para se obter em cada trecho o tempo de concentração correspondente, além de somar as áreas para se obter as áreas totais de cada trecho, além da sua área local. Entretanto, quando se encontra um trecho que recebe mais de um contribuinte (máximo de três), o algoritmo do DRENAR avalia qual dos contribuintes tem o maior tempo de concentração, considerado o principal. Este define a área total acumulada, somando a área local do PV do trecho com as áreas acumuladas nos demais contribuintes para determinar a área local do trecho. Por fim, a área total de cálculo é a soma da área total do contribuinte principal com as demais áreas locais (dos outros contribuintes).

2.5 Dimensionamento das Técnicas Compensatórias

2.5.1 Reservatório de Água de Chuva

Os reservatórios de armazenamento de água da chuva são dimensionados a partir da aplicação de modelos, utilizando dados como séries históricas de precipitação, estimativa da demanda a ser atendida, área de captação e o coeficiente de escoamento superficial, os quais são parâmetros comumente empregados pelos métodos de dimensionamento (THOMAS e MCGEEVER, 1997).

Anteriormente, a NBR 15.527/2007 estabelecia requisitos para o aproveitamento de coberturas em áreas urbanas para captação de água da chuva para fins não potáveis, apresentando seis métodos de cálculo do volume do reservatório: Método Rippl, Método da Simulação, Método Azevedo Neto, Método Prático Alemão, Método Prático Inglês e Método Prático Australiano.

No entanto, em 2019, a NBR 15.527 foi atualizada, abolindo os métodos de dimensionamento anteriormente apresentados, com o objetivo de conferir maior autonomia ao projetista, permitindo a adaptação às condições específicas de cada local, bem como a otimização de custos e a consideração das preferências do proprietário.

Quanto ao volume dos reservatórios de armazenamento de água da chuva, a ABNT NBR 15.527/2019 fornece:

4.4.2 O volume do(s) reservatório(s) deve ser dimensionado levando em consideração a área de captação, regime pluviométrico e demanda não potável a ser atendida.

4.4.10 O volume dos reservatórios deve ser dimensionado com base em critérios técnicos, econômicos e ambientais, levando em conta as boas práticas da engenharia. (ABNT, 2019).

No presente trabalho, utiliza-se o método dos dias secos consecutivos (DSC) para dimensionar o reservatório de água da chuva, com o objetivo de atender às demandas de uso de água não potável. Tal abordagem se justifica, especialmente durante períodos de estiagem prolongada e em situações de restrição ao uso de água potável impostas pelas concessionárias locais.

2.5.1.1 Volume disponível mensal de água de chuva (Vdisp)

Para calcular o volume de água da chuva aproveitável pelo sistema, utiliza-se a Equação 4 estabelecida pela NBR 15527/2019.

$$V_{disp} = P \times A \times C \times \eta \quad (4)$$

Onde:

V_{disp} = Volume disponível mensal de água de chuva (l);

P = Precipitação média mensal (mm);

A = Área de contribuição (m²);

C = Coeficiente de escoamento superficial da cobertura (runoff) e;

η = Eficiência do sistema de captação (na falta de dados, recomenda-se o fator de captação de 0,85).

2.5.1.2 Método dos dias secos consecutivos (DSC)

A partir da análise da série histórica de precipitação diária da estação pluviométrica mais próxima da região de estudo, obtém-se o maior período de dias sem chuva de cada ano, e então, calcula-se o volume necessário para suprir a demanda para o período de estiagem. Consideram-se dias secos os dias com precipitação abaixo de 1 mm de chuva (LAURINDO, 2023).

O Método dos Dias Consecutivos Secos (GROUP RAINDROPS, 2002) identifica o maior intervalo consecutivo diário sem chuvas a partir de série histórica de dados de precipitação, com ajuste estatístico de distribuição de frequência de Gumbel de mínimo para determinado período de recorrência.

O método considera precipitações diárias abaixo de 1 mm como dias secos e utiliza a Equação 5, como modelo estatístico da função densidade de probabilidade de Gumbel para análise da frequência do evento dos dias secos consecutivos (DSC):

$$x = \bar{x} - \sigma [0,45 + 0,7797 \ln \left(\frac{\ln TR}{TR - 1} \right)] \quad (5)$$

Onde:

x = dias secos consecutivos (DSC);

$\bar{x}$ = média dos dias secos consecutivos;

σ = Desvio padrão da amostra;

TR = período de retorno em anos.

2.5.1.3 Volume do reservatório (V_{res})

O volume de armazenamento do reservatório é obtido em função do cálculo do DSC (dias secos consecutivos) e do consumo diário de água não potável (C_d em litros/dia), no atendimento aos períodos prolongados de estiagem, conforme Equação 6.

$$V_{res} = C_d \times DSC \quad (6)$$

Onde:

V_{res} = volume do reservatório em litros;

C_d = consumo diário de água não potável, em litros por dia; e

DSC = dias secos consecutivos, em dias.

2.5.1.4 Consumo Diário (C_d)

Segundo Tomaz (2003), o aproveitamento da água de chuva é usado sempre como água não potável, para rega de jardim, limpeza de pátios, descargas em bacias sanitárias, lavagem de veículos, usos industriais, em reservatórios de incêndios e outros usos que não requeiram água potável. Existe uma maneira de estimar o consumo de água potável residencial de acordo com parâmetros de engenharia. A principal dificuldade de aplicação dos parâmetros é o volume de informações necessárias e nem sempre disponíveis.

Nas Tabelas 3 e 4 estão os parâmetros de engenharia usados nos Estados Unidos para consumo residencial de água.

Tabela 3 - Parâmetros de Engenharia para estimativas da demanda residencial de água

Uso Interno	Unidades	Parâmetros		
		Inferior	Superior	Provável
Gasto mensal	m ³ /pessoa/mês	3	5	4
Número pessoas na casa	pessoa	2	5	3,5
Descarga na bacia	descarga/pessoa/dia	4	6	5

Uso Interno	Unidades	Parâmetros		
		Inferior	Superior	Provável
Volume de descarga	litros/descarga	6,8	18	9
Vazamento bacias sanitárias	percentagem	0	30	9
Frequência de banho	banho/pessoa/dia	0	1	1
Duração do banho	minutos	5	15	7,3
Vazão dos chuveiros	litros/segundo	0,08	0,3	0,15
Uso da banheira	banho/pessoa/dia	0	0,2	0,1
Volume de água	litros/banho	113	189	113
Máquina de lavar pratos	carga/pessoa/dia	0,1	0,3	0,1
Volume de água	litros/ciclo	18	70	18
Máquina de lavar roupa	carga/pessoa/dia	0,2	0,37	0,37
Volume de água	litros/ciclo	108	189	108
Torneira da cozinha e banheiro	minuto/pessoa/dia	0,5	4	4
Vazão da torneira	litros/segundo	0,126	0,189	0,15

Fonte: Adaptado de Tomaz (2003)

Tabela 4 - Parâmetros de engenharia estimativas da demanda residencial de água potável para uso externo

Uso Externo	Unidades	Parâmetro
Casas com piscina	Porcentagem	0,1
Gramado ou jardim	Litros/dia/m ²	2
Lavagem de carros	litros/lavagem/carro	150
Lavagem de carros	frequência lavagem/mês	4
Mangueira. de jardim 1/2"x20m	Litros/dia	50
Manutenção de piscina	litros/dia/m ²	3
Perdas p/ evaporação em piscina	Litros/dia/m ²	5,75
Reenchimento de piscinas	anos	10
Tamanho da casa	m ²	30 a 450
Tamanho do lote	m ²	125 a 750

Fonte: Adaptado de Tomaz (2003)

Neste estudo para fins de cálculo da demanda sob o consumo diário considerou-se a utilização da água em fins não potáveis em bacias sanitárias, mictórios e áreas de jardim.

2.5.2 Trincheira de infiltração

Para o dimensionamento da trincheira de infiltração foi utilizado o método da curva envelope, baseado em Jonasson (1984) e Urbonas e Stahre (1993). Tal metodologia prevê o armazenamento suficiente para estimar a diferença máxima entre os volumes acumulados de entrada e saída da trincheira (OHNUMA JR., 2008).

2.5.2.1 Volume da Trincheira de Infiltração (V_{tr})

Para determinação do volume da trincheira, aplica-se a Equação 7:

$$V_{tr} = \frac{V_{arm}}{\phi_b} \quad (7)$$

Onde:

V_{tr} = volume da trincheira de infiltração, em m^3 ;

V_{arm} = volume de armazenamento, em m^3 ;

ϕ_b = porosidade do material utilizado no interior da trincheira.

2.5.2.2 Volume de Armazenamento da Trincheira de Infiltração (V_{arm})

É obtido pela diferença entre o volume precipitado e o volume infiltrado resulta no volume de armazenamento, conforme Equação 8.

$$V_{arm} = V_{prec} - V_{inf} \quad (8)$$

Onde:

V_{arm} = volume de armazenamento da trincheira de infiltração, em m^3 ;

V_{prec} = volume precipitado sobre a área de contribuição hidrológica, em m^3 , e;

V_{inf} = volume de água infiltrado, em m^3 .

2.5.2.3 Volume Precipitado Sobre a Área de Contribuição da Trincheira de Infiltração (V_{prec})

O volume precipitado é produto entre a vazão pelo tempo de chuva, conforme Equação 9.

$$V_{prec} = Q \times t \quad (9)$$

Onde:

Q = vazão calculada pelo método racional (Equação 2), em m^3/s e

t = tempo de chuva, em segundos.

2.5.2.4 Volume Infiltrado Sobre a Área de Contribuição (V_{inf})

O volume infiltrado é calculado através da multiplicação das dimensões da trincheira (Comprimento e Altura) e a infiltração acumulada, conforme Equação 11.

$$V_{inf} = h \times l \times I_{ac} \quad (10)$$

Onde:

V_{inf} = volume infiltrado, em m^3 ;

h = altura da trincheira, em metros;

l = comprimento da trincheira, em metros, e;

I_{ac} = infiltração acumulada, em m^3/m^2 .

2.5.2.5 Infiltração Acumulada (I_{ac})

Dada pela Equação 12, a infiltração acumulada é caracterizada pelo produto entre a sortividade do solo e o tempo da chuva de projeto.

$$I_{ac} = S' \times \sqrt{t} \quad (11)$$

Onde:

I_{ac} = infiltração acumulada, em m^3/m^2 ;

S' = sortividade do solo com aplicação do fator de segurança, em $m^3/s.m^2$, e;

t = tempo de chuva, em segundos.

Segundo Vasconcellos (2022) a sortividade é uma variável que descreve um aspecto de interação água-solo, portanto, depende de atributos dos dois elementos e deve ser associada a um fator de segurança, pois devido ao acúmulo de finos na interface do solo com o passar do tempo existe diminuição da capacidade de infiltração do mesmo.

Para este trabalho utilizou-se o valor de sortividade encontrado por Vasconcellos (2022) que é de $0,00069 \text{ m}^3/\text{s.m}^2$, cujo estudo realizado também foi no estado do Rio de Janeiro.

As seguintes taxas de redução da taxa de infiltração foram sugeridas por CIRIA (1996), tomando em consideração a área de contribuição e o grau de impacto da estrutura, esses valores foram apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Fatores de segurança de minoração da sortividade

Área (m²)	Sem prejuízo	Pouco prejuízo	Muito prejuízo
<100	1,5	2	10
100 a 1000	1,5	3	10
>1000	1,5	5	10

Fonte: CIRIA, 1996.

Para fins de dimensionamento deve-se utilizar a Equação 13:

$$S' = \frac{S}{FS} \quad (12)$$

Onde:

S' = sortividade do solo com aplicação do fator de segurança, em $\text{m}^3/\text{s.m}^2$;

S = sortividade do solo experimental, em $\text{m}^3/\text{s.m}^2$, e;

FS = Fator de segurança.

2.5.3 Pavimento Permeável

Para o dimensionamento da técnica de pavimento permeável também foi utilizado método da curva envelope, adaptado para às condições do tipo de superfície.

Assim como na trincheira de infiltração, é necessário prever descarregadores para a drenagem existente, devido às cheias com períodos de retorno que superam a capacidade do projeto.

Neste caso específico, é necessário a transformação dos parâmetros da IDF convencional para a chamada IDF de Talbot. Cabe ressaltar que após a conversão, o parâmetro deve ser corrigido, de forma que o resultado de uma chuva intensa calculada pela IDF de Talbot seja igual a calculada pela Equação 1 da IDF convencional (SILVEIRA e GOLDENFUM, 2007).

$$i = \frac{aT^b}{t+c} \quad (1)$$

Onde:

i = intensidade da chuva (mm.h-1);

T = período de retorno (anos);

t = duração da chuva (min); e

a, b, c são os parâmetros da equação.

A expressão de Talbot para a IDF é apresentada na equação 14:

$$i = \frac{kT^m}{(t+d)^n} \quad (13)$$

Onde:

$$a = 0,68k \exp(0,06n^{-0,26}d^{1,13}) \quad (14)$$

$$b = m \quad (15)$$

$$c = 1,32n^{-2,28}d^{0,89} \quad (16)$$

2.5.3.1 Volume Máximo de Armazenamento (Vmax)

SILVEIRA e GOLDENFUM, (2007), apresentam o volume de armazenamento do pavimento permeável pela Equação 18.

$$V_{max} = \left(\sqrt{\frac{a}{60}} \times \sqrt{\beta} \times T^{\frac{b}{2}} - \sqrt{\frac{c}{60}} \times \sqrt{q_s} \right)^2 \quad (17)$$

Onde:

Vmax = Volume armazenado, em m³;

a, b e c = parâmetros da equação da IDF de Talbot;

β = produto do coeficiente de runoff pela razão entre a área contribuinte e a área do dispositivo;

T = tempo de recorrência, em anos, e;

q_s = taxa de infiltração do solo, em mm/h;

2.5.3.2 Taxa de Infiltração do Solo (q_s)

A taxa de infiltração do solo é a vazão de saída constante do dispositivo e é obtida a partir da Equação 19.

$$q_s = \alpha \times k_s \quad (18)$$

Onde:

q_s = taxa de infiltração do solo, em mm/h;

α = coeficiente redutor devido à colmatagem e;

k_s = condutividade hidráulica do solo saturado, em mm/h.

2.5.3.3 Parâmetro β

O parâmetro β relaciona a área de pavimento permeável e a sua área de contribuição, o mesmo é produto do coeficiente de runoff pela razão entre a área contribuinte e a área do dispositivo, no caso representado pela Equação 20 (SILVEIRA e GOLDENFUM, 2007).

$$\beta = \frac{A_{pav} + A_c \times C_e}{A_{pav}} \quad (19)$$

Onde:

A_{pav} = área do pavimento permeável, em m²;

A_c = área de contribuição que drena para o pavimento, e;

C_e = coeficiente de runoff ponderado.

2.5.3.4 Espessura da Camada do Reservatório (H)

SILVEIRA e GOLDENFUM, (2007), apresentam o cálculo da espessura da camada do reservatório do pavimento pela Equação 21.

$$H = \frac{V_{max}}{\eta} \quad (20)$$

Onde η é a porosidade do material de enchimento da camada porosa.

2.6 Locação das Técnicas Compensatórias

Com base nos dados verificados no item “Uso e Ocupação do Solo” - 2.1.4 (Figura 9), optou-se por selecionar às áreas de implantação das técnicas compensatórias onde tivesse menos impacto durante um processo de construtivo à comunidade da UERJ, ou seja, áreas onde não prejudicasse acesso e deslocamento das pessoas e locais com controle quantitativo do escoamento superficial mais eficiente no seu uso, de acordo com critérios de locação dos: reservatórios de água de chuva, trincheira de infiltração e pavimento permeável, disponibilizados no Quadro 4.

Importante destacar que em regiões onde o nível do lençol freático é alto, deve-se atentar na implantação de técnicas de infiltração, de modo a evitar contaminação de águas subterrâneas, sobretudo quando o leito da subsuperfície é permeável.

Quadro 4 – Critérios para locação das técnicas compensatórias

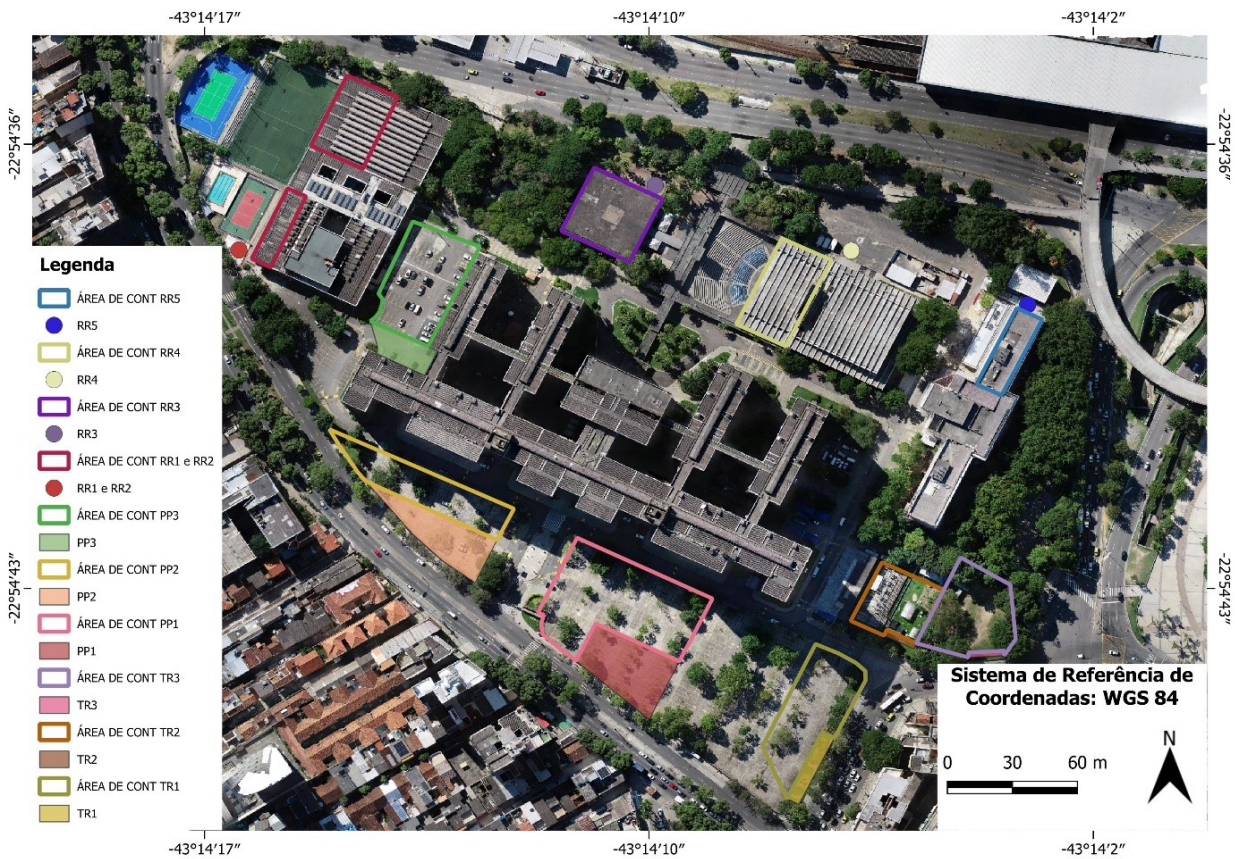
Técnica Compensatória	Critérios
Reservatórios de aproveitamento de água de chuva	Áreas elevadas acima da cota de soleira do terreno; Edificações com superfícies de captação sem obstáculos e locais próximos para instalação dos reservatórios e Edificações que possam utilizar a água para fins não potáveis.

Técnica Compensatória	Critérios
Trincheiras de Infiltração	Áreas planas; Regiões com poucos indivíduos arbóreos; Regiões periféricas (descentralizadas) e Regiões de pouca transição de carregamento sobre a trincheira para não danificar os dispositivos.
Pavimento Permeável	Áreas planas; Região com poucos indivíduos arbóreos e Locais de estacionamento.

Fonte: O Autor, 2024

A Figura 11 representa a distribuição das técnicas compensatórias para o cenário de dimensionamento no Campus Maracanã da UERJ, as identificações das mesmas encontram-se na Tabela 6.

Figura 11 – Cenário de Locação das Técnicas Compensatórias



Fonte: O Autor, 2023.

Tabela 6 – Identificação das Técnicas Compensatórias

Legenda	Técnica Compensatória
RR1	Reservatório de água de chuva 1
RR2	Reservatório de água de chuva 2
RR3	Reservatório de água de chuva 3
RR4	Reservatório de água de chuva 4
RR5	Reservatório de água de chuva 5
TR1	Trincheira de infiltração 1
TR2	Trincheira de infiltração 2
TR3	Trincheira de infiltração 3
PP1	Pavimento permeável 1
PP2	Pavimento permeável 2
PP3	Pavimento permeável 3

Fonte: O Autor, 2023

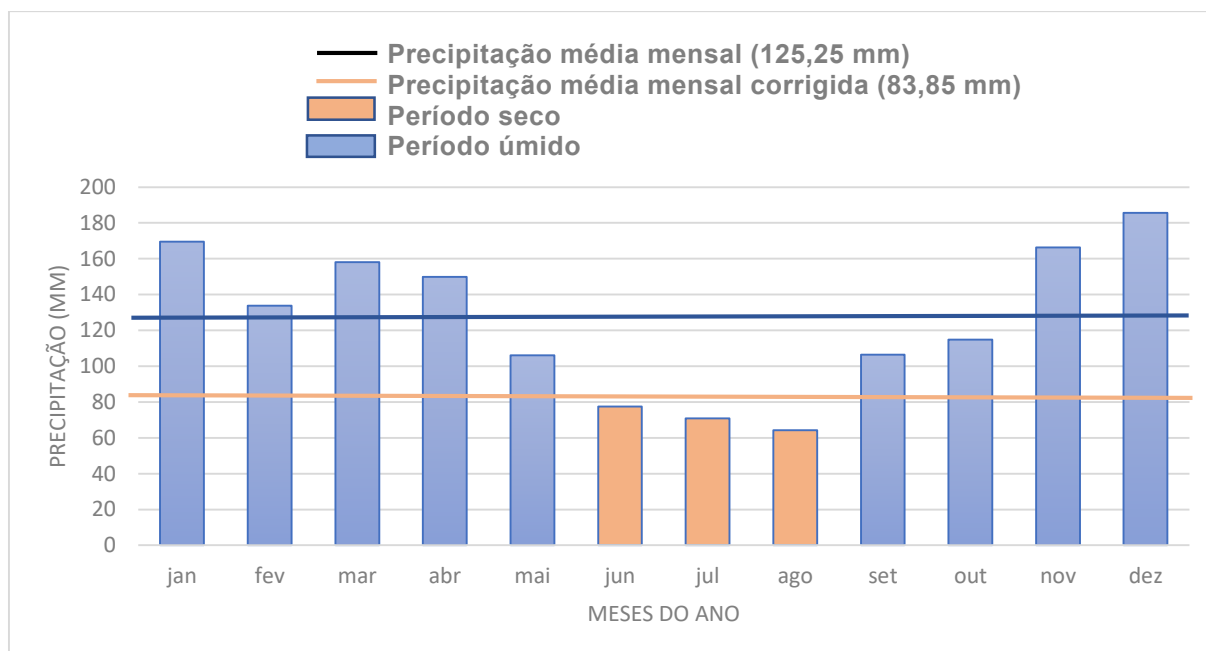
3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Dados Pluviométricos

Os dados pluviométricos utilizados no trabalho compõem-se de registros obtidos da estação pluviométrica da Tijuca (ALERTA RIO, 2023).

Com base na série histórica disponível de 1997 a 2022, pode-se encontrar uma precipitação média no valor de 125,25 mm conforme demonstrado no Gráfico 1.

Gráfico 1 - Precipitação média mensal da estação Tijuca



Fonte: O Autor, 2023.

Analisando as informações obtidas através do Gráfico 1, com a precipitação média corrigida, que é o valor da precipitação média subtraída do desvio padrão da amostra, define-se o período seco e úmido da série histórica. Podemos observar que o período úmido está entre os meses de setembro a maio, destacando-se o mês de dezembro com precipitação média de 185,62 mm e o período seco está contido entre os meses de junho a agosto, onde o mês de agosto é caracterizado como mês que menos chove na região com média de 64,23 mm de precipitação.

3.2 Estimativa da Demanda de Água

Com base nas informações relacionadas à infraestrutura da UERJ, obtidas por levantamento “*in loco*” elaborou-se o Quadro 5, com a quantidade de bacias sanitárias, mictórios e áreas de jardim para utilização da água em fins não potáveis. Além dessa verificação, foi possível por meio do uso e ocupação da UERJ, levantamento complementar das áreas de jardim e grama para irrigação com uso de água não potável.

Quadro 5 – Levantamento de dispositivos para dimensionamento de demanda de água

Descrição	Dispositivos considerados para dimensionamento			
	Bacias Sanitárias (und)	Mictórios (und)	População de uso diário	Jardim/Gramado (m²)
Complexo do Centro Cultural (CCC)	74	20	570	930
Restaurante Universitário (RU)				
Ginásio Poliesportivo				
Departamento de Artes (CoArt)				
Capela Ecumênica	8	4	90	220
Teatro Odylo Costa Filho	10	4	120	125
Pavilhão Haroldo Lisboa da Cunha	30	8	250	200
TOTAL	122	36	922	1.475

Fonte: O Autor, 2023.

O resultado da estimativa de demanda, com base nos valores apresentados no Quadro 5, para a UERJ, está apresentado no Quadro 6. Para a descarga sanitária nos banheiros de funcionários, foram utilizados 22 dias de uso no mês, e frequência de 1 uso por dia por pessoa e para rega foi considera 4 regas ao mês.

Quadro 6 – Estimativa de consumo mensal de água não potável na UERJ

Local	Uso de água não potável	Consumo	Quantidade	Frequência mensal	Consumo mensal
CCC + RU + Ginásio + CoArt	Descarga em bacias sanitárias	9 litros/descarga	570	22	112.860 litros/mês
	Descarga em mictórios	2 litros/descarga	570	22	25.080 litros/mês

Local	Uso de água não potável	Consumo	Quantidade	Frequência mensal	Consumo mensal
	Rega em Jardim/grama	2 litros/m ²	930	4	7.440 litros/mês
Capela Ecumênica	Descarga em bacias sanitárias	9 litros/descarga	90	22	17.820 litros/mês
	Descarga em mictórios	2 litros/descarga	90	22	3.960 litros/mês
	Rega em Jardim/grama	2 litros/m ²	220	4	1.760 litros/mês
Teatro Odylo Costa Filho	Descarga em bacias sanitárias	9 litros/descarga	120	22	23.760 litros/mês
	Descarga em mictórios	2 litros/descarga	120	22	5.280 litros/mês
	Rega em Jardim/grama	2 litros/m ²	125	4	1.000 litros/mês
Pavilhão Haroldo Lisboa da Cunha	Descarga em bacias sanitárias	9 litros/descarga	250	22	49.500 litros/mês
	Descarga em mictórios	2 litros/descarga	250	22	11.000 litros/mês
	Rega em Jardim/grama	2 litros/m ²	200	4	1.600 litros/mês
				Total	261.060 litros/mês

Fonte: O Autor, 2024.

3.3 Dimensionamento Hidrológico

A intensidade pluviométrica é calculada com base na Equação 1, nos dados do Quadro 2, referente ao tempo de concentração e nos coeficientes da IDF da estação Sabóia Lima, disponibilizados pela RIO-ÁGUAS (2019) e representada no item 2.3.

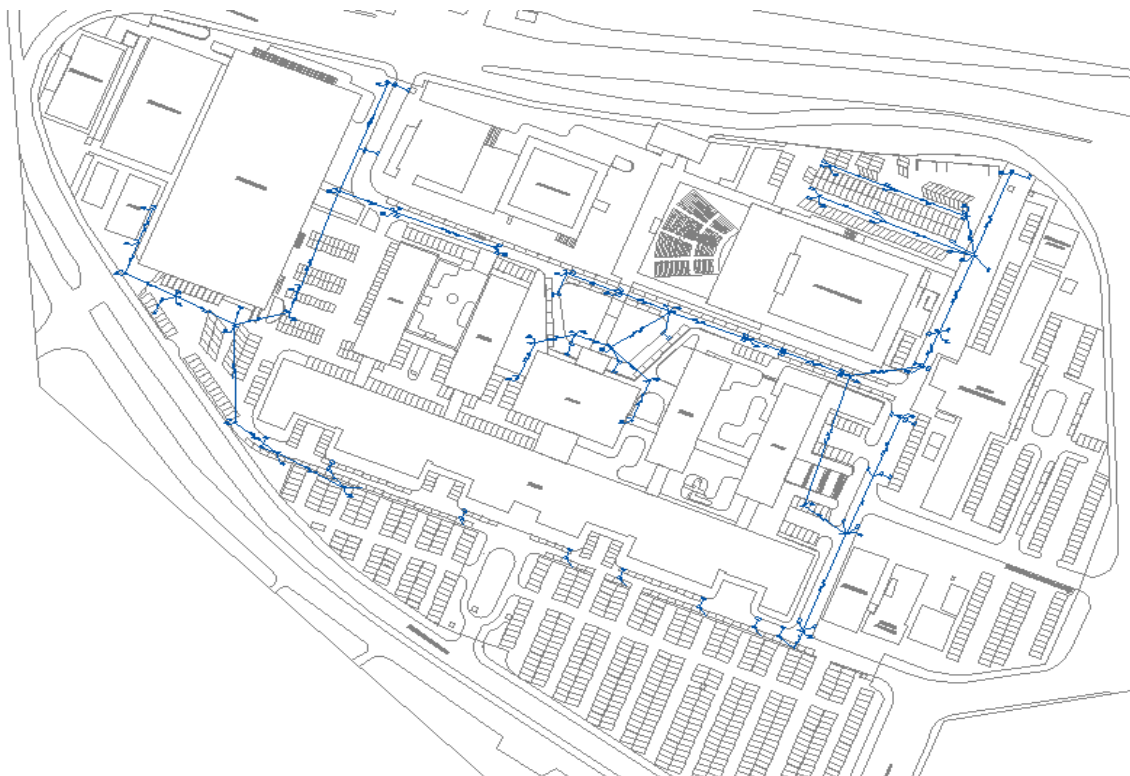
Portanto, para um tempo de retorno de 10 anos, obtém-se uma intensidade pluviométrica de cerca de 167 mm/h.

$$i = \frac{aT^b}{(t+c)^d} = \frac{1782 \times 10^{0,17}}{(10+16,6)^{0,841}} = 166,95 \text{ mm/h}$$

3.4 Dimensionamento de Rede de Micro Drenagem - Drenar

Para o dimensionamento da rede existente foi utilizado as rotinas disponíveis do software Drenar, dentro do ambiente CAD. Com base no projeto disponibilizado pela prefeitura da UERJ, podemos verificar a infraestrutura da rede de drenagem existente (Figura 12).

Figura 12 – Projeto de drenagem existente da UERJ



Fonte: Adaptado de AutoCAD, 2023.

A partir das informações contidas no projeto como as informações de cota de poços de visita (PVs), disposições das bocas de lobo (BLs) e a própria rede.

No ambiente do *software* Drenar, pode-se entrar com os dados de projeto e às informações obtidas do pluviômetro da estação Sabóia Lima, referente à precipitação, e o cálculo de chuva de projeto com a equação IDF (Equação 1). Para as informações da infraestrutura da rede de drenagem, foram mantidas as definições do *software* Drenar, conforme Figura 13, como: largura inundável das ruas (180 cm), altura da guia (20 cm), declividade transversal das sarjetas (5%), coeficiente de manning de sarjetas (0,015).

Figura 13 – Dados do projeto de drenagem UERJ

SANEGRAPH
SERVIÇOS DE INFORMÁTICA

Dados Gerais Para Projeto

Lista **Único**

Dados de Precipitação:

Cidade: SABÓIA LIMA Macro Bacia: UNICA

Fórmula da chuva: GERAL Tempo de Recorrência: (áreas/sarjetas - anos) 10

Tempo de Concentração: (minutos) 10.00 Tempo de Recorrência: (redes e galerias - anos) 10

Precipitação: (mm/h) 166.95 ... ☒ Tempo de Recorrência: (galerias maiores - anos) 10

Dados das Sarjetas:

Largura Inundável nas ruas: (cm) 180.00

Altura da Guia (cm): 20.0

Decl. Transv. Sarjetas (%) 5.00

Coef. Manning (sarjetas) 0.015

Coef. Manning (ruas) 0.016

Largura da Sarjeta (cm): 50.0

Decl. Transv. Ruas (%) 3.00

Tubos Ligação:

Decl. Tubos Ligação (m/m): 0.0100

Diam. Tubos Ligação (m): 0.400

Material dos Tubos Lig.: CONCRETO

Rede/Galerias:

Diâmetro Mín. na Rede (m): 0.400

Recobr. Mín. na Rede (m): 1.000

Material Tubos da Rede: CONCRETO

Bocas Lobo:

Tipo Padrão BL: COMBO

Profundidade BL: (m) 0.90

Comprimento BL: (m) 0.70

Lançamento Simplificado das Sarjetas no Cad: ☒ SIM ☐ NAO

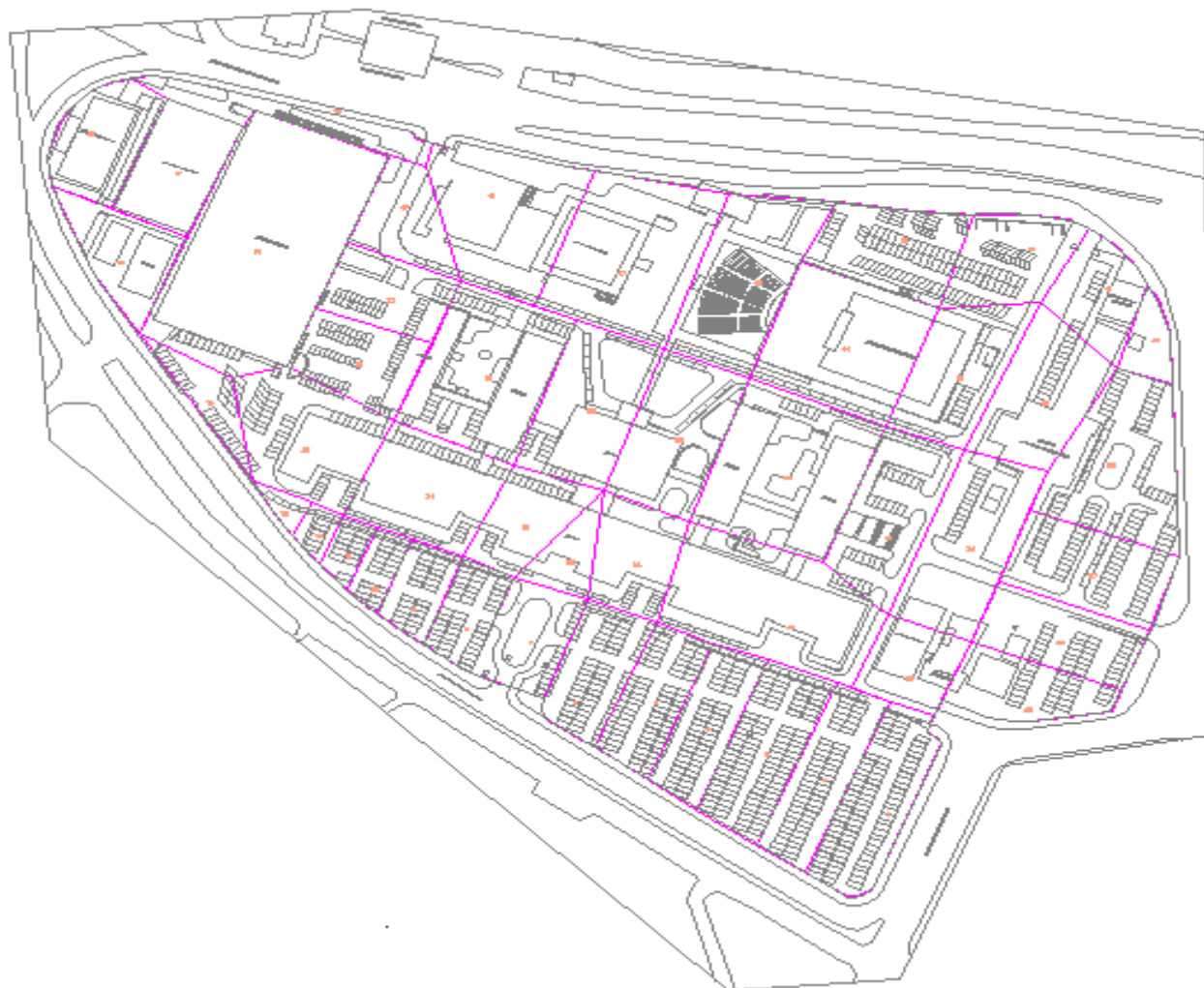
Fonte: Adaptado de Drenar, 2023.

O coeficiente de runoff ponderado de 0,68 de toda área do Campus UERJ/Maracanã foi obtido com os dados do levantamento de uso e ocupação do solo, mostrado nas Tabela 1 e 2, do Capítulo 2.

3.4.1 Áreas de Contribuição

Para o lançamento de áreas demarcadas foram contemplados 49 polígonos identificados pela linha na cor magenta, de modo a delimitar às áreas de contribuição e as sarjetas existentes, conforme Figura 14.

Figura 14 - Áreas de contribuição da rede de drenagem existente no Campus UERJ/Maracanã



Fonte: Adaptado de AutoCAD, 2023.

Após as áreas delimitadas dentro do *software* Drenar calculou-se a vazão por bacia, gerando a Tabela 7.

Tabela 7 – Vazão por área de contribuição

Código	Área (m²)	Vazão (L/s)
1	2093,4	56,48
2	1782,94	48,10
3	2075,60	56,00
4	1540,84	41,57
5	1482,11	39,99
6	1560,32	42,10
7	1407,49	37,97
8	955,88	25,79

Código	Área (m²)	Vazão (L/s)
9	813,92	21,96
10	478,04	12,90
11	379,63	10,24
12	269,90	7,28
13	204,77	5,52
14	738,33	19,92
15	1435,00	38,72
16	1635,06	44,11
17	1671,41	45,09
18	1148,81	30,99
19	6307,71	170,18
20	2564,61	69,19
21	1511,25	40,77
22	1431,28	38,61
23	3292,29	88,82
24	2277,95	61,46
25	2463,65	66,47
26	2370,21	63,95
27	1372,29	37,02
28	1472,32	39,72
29	715,72	19,31
30	3675,93	99,17
31	3719,33	100,34
32	2291,86	61,83
33	1209,02	32,62
34	2685,70	72,46
35	1449,77	39,11
36	1777,21	47,95
37	2117,99	57,14
38	3014,89	81,34
39	528,24	14,25
40	2245,77	60,59
41	1369,62	36,95
42	2153,25	58,09
43	1654,84	44,65
44	3144,00	84,82
45	1903,68	51,36
46	2879,26	77,68
47	3611,08	97,42
48	2998,99	80,91
49	1289,55	34,79
Total	93.172,71	2.513,69

Fonte: O Autor, 2023.

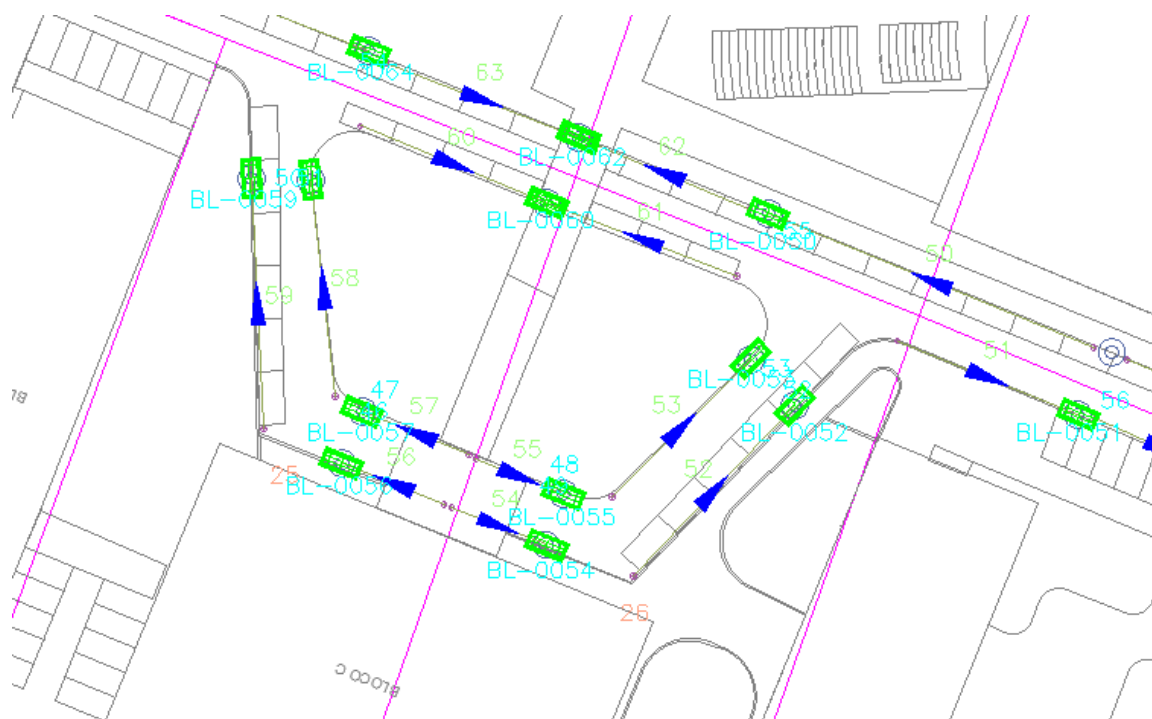
A soma das áreas dos polígonos das bacias de contribuição totalizou um valor de 93.172,71 m², este é um valor bem próximo ao levantado no mapa de uso e ocupação do solo, que foi de 94.071,07 m².

3.4.2 Sarjetas e Bocas de Lobo

As sarjetas são lançadas dentro da interface CAD através das rotinas para desenhar e numera-las. No momento que a rotina de desenho é feita também é necessário vincular a área de drenagem da mesma.

As sarjetas foram lançadas de forma a estar equalizada com o projeto existente, conforme Figura 15.

Figura 15 – Lançamento das sarjetas e bocas de lobo



Fonte: Adaptado de AutoCAD, 2023.

Para verificação da capacidade das sarjetas foram adotados os parâmetros como por exemplo, tempo de recorrência de 10 anos, tempo de concentração de 10 minutos, intensidade

pluviométrica de 166,95 mm, limite de largura inundável de 180 cm, indicados nas Figuras 16 e das bocas de lobo além dos parâmetros supracitados indica-se como padrão de comprimento de 70 cm e profundidade de 90 cm, conforme Figura 17.

Figura 16 – Parâmetros para verificação da capacidade das sarjetas

SANEGRAPH
SERVIÇOS DE INFORMÁTICA

Verificação da Capacidade das Sarjetas **Modelo Chuva - Vazão Adotado: Método Racional Modificado**

Cidade: SABÓIA LIMA Bacia: UNICA Intensidade Chuva (mm/h): 166.95

Tempo de Recorrência (anos): 10 Tempo de Concentração (min): 10.00 Decl. Transv. Sarjetas (%): 5.00

Largura Inundável nas ruas (cm): 180.00 Altura da Guia (cm): 20.0 Coef. Manning (ruas): 0.016

Decl. Transv. Ruas (%): 3.00 Coef. Manning (sarjetas): 0.015

Largura das Sarjetas (cm): 50.0 ☐ Aplica Redutor de Capacidade ...

Esquema hidráulico das sarjetas (canais triangulares):

Fonte: Adaptado de Drenar, 2023.

Figura 17 - Parâmetros para verificação da capacidade das bocas de lobo

SANEGRAPH
SERVIÇOS DE INFORMÁTICA

Verificação da Capacidade das Bocas de Lobo / Caixas de Ralo **Modelo Chuva - Vazão Adotado: Método Racional Modificado**

Cidade: SABÓIA LIMA Bacia: UNICA

Tempo de Recorrência (anos): 10 Tempo de Concentração (min): 10.00 Intensidade Chuva (mm/h): 166.95

Tipo padrão das BLs do projeto: COMBO Comprimento padrão das BLs: 0.70 Profundidade padrão das BLs: 0.90

☐ Aplica Redutor de Capacidade ...

☒ Calcula capacidade para máxima largura de inundação

Carga hidráulica sobre as BLs (Bocas de Lobo):

Fonte: Adaptado de Drenar, 2023.

As Tabelas 8 e 9 mostram os resultados do dimensionamento das sarjetas e bocas de lobo, respectivamente.

Tabela 8 - Dimensionamento das sarjetas

Sarjeta	Área (m ²)	Declividade (%)	Comprimento (m)	Vazão (L/s)	Capacidade (L/s)	Atende
1	2093,40	4,72	17,00	56,48	83,07	SIM
2	1782,94	2,29	22,00	48,10	57,86	SIM
3	954,78	1,95	26,00	25,76	53,39	SIM
4	631,74	4,85	23,00	17,04	84,20	SIM
5	1482,11	0,50	21,00	39,99	27,04	NÃO
6	811,37	0,04	23,00	21,89	7,65	NÃO
7	323,72	0,06	18,00	8,73	9,37	SIM
8	323,72	0,05	18,00	8,73	8,55	NÃO
9	955,88	0,56	18,00	25,79	28,61	SIM
10	813,92	1,11	36,00	21,96	40,28	SIM
11	649,53	0,70	29,00	17,52	31,99	SIM
12	204,77	0,37	27,00	5,52	23,26	SIM
13	2564,61	0,37	27,00	69,19	23,26	NÃO
14	1116,20	0,50	30,00	30,11	27,04	NÃO
15	1161,75	0,50	31,00	31,34	27,04	NÃO
16	686,15	0,50	25,00	18,51	27,04	SIM
17	686,15	0,50	25,00	18,51	27,04	SIM
18	715,72	0,05	44,00	19,31	8,55	NÃO
19	774,12	0,05	44,00	20,89	8,55	NÃO
20	1472,32	0,24	21,00	39,72	18,73	NÃO
21	748,95	0,24	21,00	20,21	18,73	NÃO
22	1413,35	0,30	33,00	38,13	20,94	NÃO
23	909,10	0,31	33,00	24,53	21,29	NÃO
24	967,03	1,80	22,00	26,09	51,30	SIM
25	767,97	1,87	21,00	20,72	52,29	SIM
26	371,93	0,50	9,00	10,03	27,04	SIM
27	373,61	1,36	10,00	10,08	44,59	SIM
28	967,03	0,50	22,00	26,09	27,04	SIM
29	2658,79	0,50	22,00	71,73	27,04	NÃO
30	641,72	0,50	25,00	17,31	27,04	SIM
31	1777,21	0,50	24,00	47,95	27,04	NÃO
32	572,97	0,23	22,00	15,46	18,34	SIM
33	4803,69	0,21	23,00	129,60	17,52	NÃO
34	3075,32	0,65	15,00	82,97	30,83	NÃO
35	1688,34	0,67	15,00	45,55	31,30	NÃO
36	1326,55	1,64	12,00	35,79	48,96	SIM
37	471,61	0,59	12,00	12,72	29,37	SIM

Sarjeta	Área (m²)	Declividade (%)	Comprimento (m)	Vazão (L/s)	Capacidade (L/s)	Atende
38	344,52	0,50	13,00	9,30	27,04	SIM
39	628,82	0,50	16,00	16,97	27,04	SIM
40	2808,05	0,15	33,00	75,76	14,81	NÃO
41	3558,52	0,50	38,00	96,01	27,04	NÃO
42	1897,86	0,08	39,00	51,20	10,81	NÃO
43	1167,80	0,16	30,00	31,51	15,29	NÃO
44	904,37	7,93	33,00	24,40	107,67	SIM
45	687,56	10,10	27,00	18,55	121,21	SIM
46	1980,72	2,28	24,00	53,44	57,73	SIM
47	2279,08	2,33	24,00	61,49	58,36	NÃO
48	1163,28	1,42	14,00	31,38	45,56	SIM
49	1396,85	1,37	15,00	37,69	44,75	SIM
50	1900,31	5,57	33,00	51,27	90,24	SIM
51	450,34	0,50	18,00	12,15	27,04	SIM
52	545,15	0,45	22,00	14,71	25,65	SIM
53	450,34	0,54	18,00	12,15	28,10	SIM
54	237,02	0,50	10,00	6,40	27,04	SIM
55	213,32	0,50	9,00	5,76	27,04	SIM
56	295,64	0,50	10,00	7,98	27,04	SIM
57	320,27	0,50	11,00	8,64	27,04	SIM
58	591,28	0,49	20,00	15,95	26,76	SIM
59	714,46	0,42	24,00	19,28	24,78	SIM
60	566,64	5,78	19,00	15,29	91,92	SIM
61	474,04	6,77	19,00	12,79	99,48	SIM
62	978,95	7,44	17,00	26,41	104,29	SIM
63	1480,54	5,63	20,00	39,94	90,72	SIM
64	2130,54	5,61	29,00	57,48	90,56	SIM
65	4803,54	0,50	40,00	129,59	27,04	NÃO
66	1529,48	0,50	40,00	41,26	27,04	NÃO
67	1859,36	2,03	15,00	50,16	54,48	SIM
68	2720,83	1,70	18,00	73,41	49,85	NÃO
69	899,70	0,50	24,00	24,27	27,04	SIM
70	1148,81	0,50	25,00	30,99	27,04	NÃO
71	3639,88	0,50	11,00	98,20	27,04	NÃO
72	3406,16	0,56	13,00	91,90	28,61	NÃO
73	1435,00	0,50	13,00	38,72	27,04	NÃO
74	1671,41	0,50	16,00	45,09	27,04	NÃO
75	1635,06	0,50	10,00	44,11	27,04	NÃO

Fonte: O Autor, 2023.

Foram projetas 75 sarjetas, após verificação do dimensionamento constatou-se que 41,3% das sarjetas apresentaram capacidade inferior a vazão prevista, ou seja, apresentam problemas de largura inundável, conforme indicado na Tabela 8.

Portanto, não atendem as premissas de projeto, isto ocorre muito em função da falta de informações topográficas que pode ter gerado o erro no dimensionamento das sarjetas.

Neste caso, a solução seria de alguma forma aumentar a capacidade da sarjeta, seja aumentando a declividade do trecho da sarjeta ou dividindo comprimento da mesma.

Entretanto como o posicionamento das sarjetas foi verificado através de inspeção visual “*in loco*”, é possível que para uma chuva de grande intensidade como a de projeto pode estar acontecendo transbordamento das sarjetas.

Tabela 9 - Dimensionamento das bocas de lobo

Boca de Lobo	Sarjeta	Quantidade	Vazão (L/s)	Capacidade (L/s)
BL-0001	1	1	56,48	57,85
BL-0002	2	1	48,10	57,85
BL-0003	3	1	25,76	57,85
BL-0004	4	1	17,04	57,85
BL-0005	5	1	39,99	57,85
BL-0006	6	1	21,89	57,85
BL-0007	7	1	8,73	57,85
BL-0008	8	1	8,73	57,85
BL-0009	9	1	25,79	57,85
BL-0010	10	1	21,96	57,85
BL-0011	11	1	17,52	57,85
BL-0012	12	1	5,52	57,85
BL-0013	13	2	69,19	115,7
BL-0014	14	1	30,11	57,85
BL-0015	15	1	31,34	57,85
BL-0016	16	1	18,51	57,85
BL-0017	17	1	18,51	57,85
BL-0018	18	1	19,31	57,85
BL-0019	19	1	20,89	57,85
BL-0020	20	1	39,72	57,85
BL-0021	21	1	20,21	57,85
BL-0022	22	1	38,13	57,85
BL-0023	23	1	24,53	57,85
BL-0024	24	1	26,09	57,85
BL-0025	25	1	20,72	57,85
BL-0026	26	1	10,03	57,85

Boca de Lobo	Sarjeta	Quantidade	Vazão (L/s)	Capacidade (L/s)
BL-0027	27	1	10,08	57,85
BL-0028	28	1	26,09	57,85
BL-0029	29	2	71,73	115,7
BL-0030	30	1	17,31	57,85
BL-0031	31	1	47,95	57,85
BL-0032	32	1	15,46	57,85
BL-0033	33	3	129,60	173,55
BL-0034	34	2	82,97	115,7
BL-0035	35	1	45,55	57,85
BL-0037	37	1	12,72	57,85
BL-0038	38	1	9,30	57,85
BL-0039	39	1	16,97	57,85
BL-0040	40	2	75,76	115,7
BL-0042	42	1	51,20	57,85
BL-0043	43	1	31,51	57,85
BL-0044	44	1	24,40	57,85
BL-0046	46	1	53,44	57,85
BL-0047	47	2	61,49	115,7
BL-0048	48	1	31,38	57,85
BL-0049	49	1	37,69	57,85
BL-0050	50	1	51,27	57,85
BL-0051	51	1	12,15	57,85
BL-0052	52	1	14,71	57,85
BL-0053	53	1	12,15	57,85
BL-0054	54	1	6,40	57,85
BL-0055	55	1	5,76	57,85
BL-0056	56	1	7,98	57,85
BL-0057	57	1	8,64	57,85
BL-0058	58	1	15,95	57,85
BL-0059	59	1	19,28	57,85
BL-0060	60	1	15,29	57,85
BL-0062	62	1	26,41	57,85
BL-0064	64	1	57,48	57,85
BL-0065	65	3	129,59	173,55
BL-0066	66	1	41,26	57,85
BL-0067	67	1	50,16	57,85
BL-0068	68	2	73,41	115,7
BL-0069	69	1	24,27	57,85
BL-0070	70	1	30,99	57,85
BL-0071	71	2	98,20	115,7
BL-0072	72	2	91,90	115,7
BL-0073	73	1	38,72	57,85

Boca de Lobo	Sarjeta	Quantidade	Vazão (L/s)	Capacidade (L/s)
BL-0074	74	1	45,09	57,85
BL-0075	75	1	44,11	57,85

Fonte: O Autor, 2023.

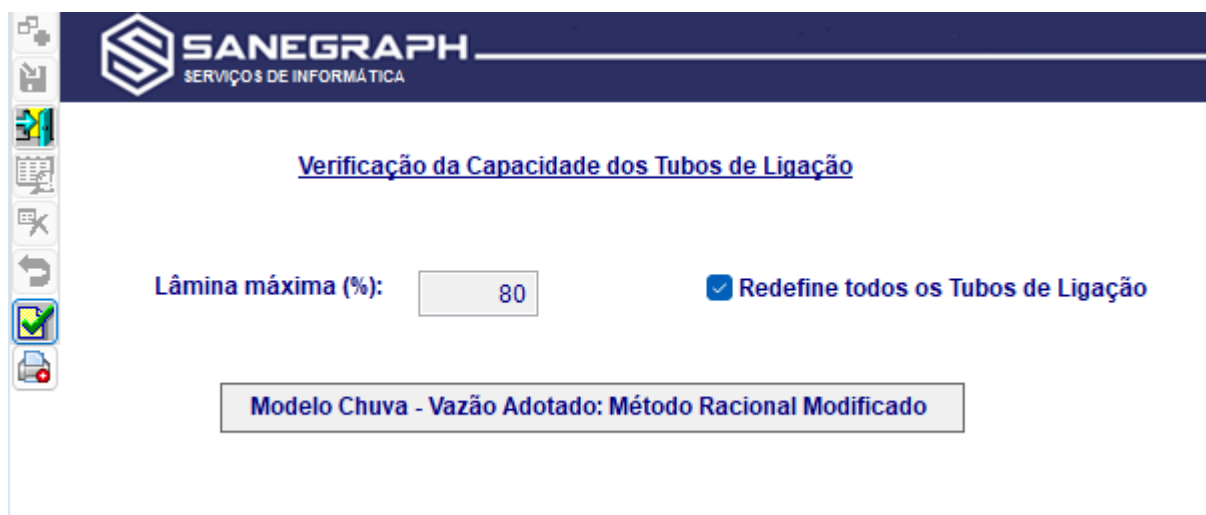
As bocas de lobo foram dimensionadas em função da vazão e da capacidade das sarjetas, podendo-se ter mais de uma caixa em série.

No nosso estudo por exemplo indica que na BL-0033 seriam necessárias três caixas em série para atender a sarjeta 33

3.4.3 Tubos de Ligação

Para o dimensionamento da rede os tubos de ligação foram dimensionados tubos de concreto de 400mm entre BLs e PVs e declividade 0,02 m/m, e lâmina máxima de 80%, conforme indicado na Figura 18.

Figura 18 – Verificação da capacidade dos tubos de ligação



Fonte: Adaptado de Drenar, 2023.

Após rodar a rotina de cálculo do dimensionamento foi gerada a Tabela 10, com os seguintes resultados:

Tabela 10 – Dimensionamento dos tubos de ligação

TL	Sarjeta	Lança Trecho	Comp. (m)	Diam. (m)	BL	PV	Declividade (m/m)	Vazão (L/s)
1	1	0001-001	2,46	0,4	BL-0001	PV-001	0,02	56,48
2	2	0017-001	2,95	0,4	BL-0002	PV-047	0,02	48,10
3	3	0016-001	3,57	0,4	BL-0003	PV-048	0,02	25,76
4	4	0015-001	2,69	0,4	BL-0004	PV-049	0,02	17,04
5	6	0013-001	2,31	0,4	BL-0006	PV-042	0,02	21,90
6	9	0018-001	18,61	0,4	BL-0009	PV-046	0,02	25,79
7	10	0019-001	4,49	0,4	BL-0010	PV-045	0,02	21,96
8	42	0008-001	8,74	0,4	BL-0042	PV-022	0,02	51,20
9	43	0008-002	8,34	0,4	BL-0043	PV-023	0,02	31,51
10	39	0008-003	4,42	0,4	BL-0039	PV-024	0,02	16,97
11	38	0008-003	4,33	0,4	BL-0038	PV-024	0,02	9,29
12	37	0008-004	2,68	0,4	BL-0037	PV-025	0,02	12,72
13	29	0008-008	5,1	0,4	BL-0029	PV-029	0,02	71,73
14	28	0008-008	4,71	0,4	BL-0028	PV-029	0,02	26,09
15	31	0008-007	5,36	0,4	BL-0031	PV-028	0,02	47,95
16	30	0008-007	5,72	0,4	BL-0030	PV-028	0,02	17,31
17	33	0008-006	6,86	0,4	BL-0033	PV-027	0,02	129,60
18	32	0008-006	2,7	0,4	BL-0032	PV-027	0,02	15,46
19	13	0002-007	8,47	0,4	BL-0013	PV-008	0,02	69,19
20	12	0002-007	8,03	0,4	BL-0012	PV-008	0,02	5,52
21	14	0006-001	3,25	0,4	BL-0014	PV-018	0,02	30,11
22	15	0006-001	3,35	0,4	BL-0015	PV-018	0,02	31,34
23	16	0004-001	2,37	0,4	BL-0016	PV-014	0,02	18,51
24	17	0004-001	2,86	0,4	BL-0017	PV-014	0,02	18,51
25	18	0004-002	3,10	0,4	BL-0018	PV-015	0,02	19,31
26	19	0004-002	3,51	0,4	BL-0019	PV-015	0,02	20,89
27	20	0005-001	3,07	0,4	BL-0020	PV-016	0,02	39,72
28	21	0005-001	3,26	0,4	BL-0021	PV-016	0,02	20,21
29	22	0005-002	2,98	0,4	BL-0022	PV-017	0,02	38,13
30	23	0005-002	3,63	0,4	BL-0023	PV-017	0,02	24,53
31	24	0007-001	2,90	0,4	BL-0024	PV-019	0,02	26,09
32	25	0007-001	3,22	0,4	BL-0025	PV-019	0,02	20,72
33	26	0007-002	1,86	0,4	BL-0026	PV-020	0,02	10,03
34	27	0007-002	3,33	0,4	BL-0027	PV-020	0,02	10,08
35	74	0003-001	20,52	0,4	BL-0074	PV-010	0,02	45,09
36	75	0003-001	47,00	0,4	BL-0075	PV-010	0,02	44,11
37	73	0003-001	26,41	0,4	BL-0073	PV-010	0,02	38,72
38	72	0003-004	7,26	0,4	BL-0072	PV-013	0,02	91,90
39	71	0002-005	8,34	0,4	BL-0071	PV-006	0,02	98,20

TL	Sarjeta	Lança Trecho	Comp. (m)	Diam. (m)	BL	PV	Declividade (m/m)	Vazão (L/s)
40	70	0002-001	2,56	0,4	BL-0070	PV-002	0,02	30,99
41	69	0002-001	8,84	0,4	BL-0069	PV-002	0,02	24,27
42	68	0002-002	20,34	0,4	BL-0068	PV-003	0,02	73,41
43	67	0002-002	21,79	0,4	BL-0067	PV-003	0,02	50,16
44	65	0012-002	3,99	0,4	BL-0065	PV-041	0,02	129,59
45	66	0012-002	5,10	0,4	BL-0066	PV-041	0,02	41,26
46	56	0010-001	9,65	0,4	BL-0056	PV-035	0,02	7,98
47	57	0010-001	4,41	0,4	BL-0057	PV-035	0,02	8,64
48	55	0010-002	6,86	0,4	BL-0055	PV-036	0,02	5,76
49	54	0010-002	10,90	0,4	BL-0054	PV-036	0,02	6,40
50	59	0011-001	2,47	0,4	BL-0059	PV-037	0,02	19,28
51	58	0011-001	3,16	0,4	BL-0058	PV-037	0,02	15,95
52	52	0009-001	3,09	0,4	BL-0052	PV-030	0,02	14,71
53	53	0009-001	3,00	0,4	BL-0053	PV-030	0,02	12,15
54	64	0011-002	4,21	0,4	BL-0064	PV-038	0,02	57,48
55	50	0009-002	4,69	0,4	BL-0050	PV-031	0,02	51,27
56	51	0009-003	4,44	0,4	BL-0051	PV-032	0,02	12,15
57	49	0009-004	3,58	0,4	BL-0049	PV-033	0,02	37,69
58	48	0009-004	3,56	0,4	BL-0048	PV-033	0,02	31,38
59	46	0009-005	4,23	0,4	BL-0046	PV-034	0,02	53,44
60	47	0009-005	4,52	0,4	BL-0047	PV-034	0,02	61,49
61	7	0018-001	11,02	0,4	BL-0007	PV-046	0,02	8,73
62	8	0018-001	11,49	0,4	BL-0008	PV-046	0,02	8,73
63	44	0008-004	3,46	0,4	BL-0044	PV-025	0,02	24,40

Fonte: O Autor, 2023.

Dentro das condições de contorno pré-estabelecidas, conforme verificado na Tabela 10 nenhuma vazão ultrapassou o valor da vazão máxima de 249,5 L/s para uma lâmina máxima de 80%.

Portanto, todos os tubos de ligação dimensionados atendem a rede de forma satisfatória.

3.4.4 Redes e Galerias

O cálculo da rede obteve-se a partir dos parâmetros e condições de contorno indicados na Figura 19.

Figura 19 - Parâmetros para dimensionamento da rede de drenagem.

Fonte: Adaptado de Drenar, 2023.

Após o dimensionamento de todas as outras estruturas do sistema de microdrenagem, ou seja, bacias, sarjetas, bocas de lobo e tubos de ligação é possível dimensionar a rede principal que ligam os PVs até o seu desagüe, conforme Tabela 11.

Tabela 11 – Dimensionamento dos poços de visita

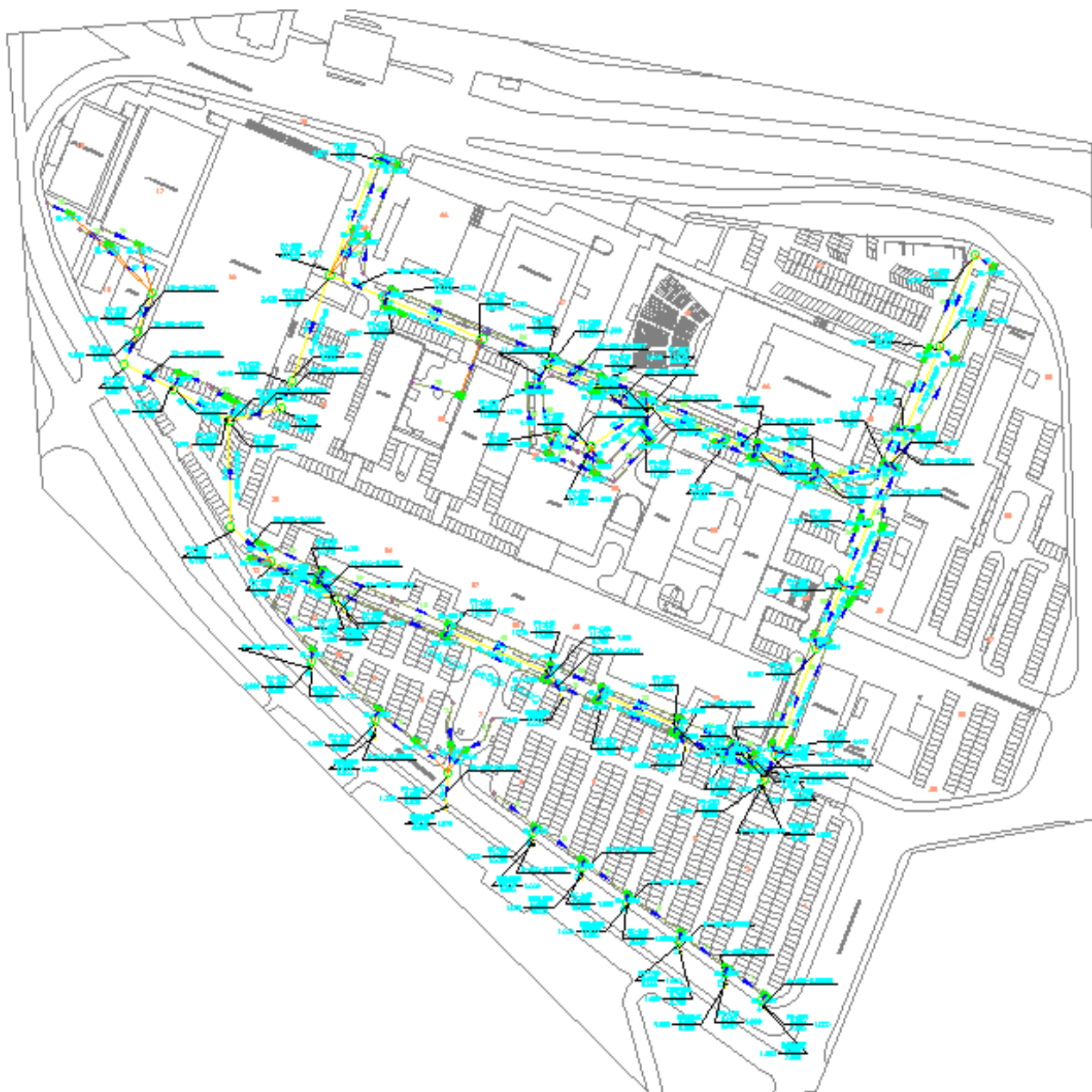
Trecho	PVM	PVJ	Comp. (m)	Diâmetro Com. (mm)	Vazão (L/s)	Velocidade (m/s)	H/D (%)
0020-001	PV-044	DESAGUE	6	400	17,52	1,54	0,15
0019-001	PV-045	DESAGUE	8	400	21,96	1,49	0,17
0018-001	PV-046	DESAGUE	15	400	43,26	1,45	0,29
0017-001	PV-047	DESAGUE	6	400	48,10	1,62	0,29
0016-001	PV-048	DESAGUE	6	400	25,76	1,73	0,18
0015-001	PV-049	DESAGUE	4	400	17,04	2,24	0,11
0014-001	PV-043	DESAGUE	5	400	39,99	3,69	0,14
0013-001	PV-042	DESAGUE	6	400	21,89	2,89	0,11
0012-001	PV-040	PV-041	45	400	129,59	1,41	0,69
0012-002	PV-041	PV-003	24	400	297,85	1,95	0,73
0011-001	PV-037	PV-038	11	400	35,23	2,83	0,16

Trecho	PVM	PVJ	Comp. (m)	Diâmetro Com. (mm)	Vazão (L/s)	Velocidade (m/s)	H/D (%)
0011-002	PV-038	PV-039	23	400	91,86	2,10	0,38
0011-003	PV-039	PV-031	22	400	91,80	0,96	0,71
0010-001	PV-035	PV-036	16	400	16,62	0,8	0,22
0010-002	PV-036	PV-031	28	400	29,84	1,08	0,27
0009-001	PV-030	PV-031	11	400	26,86	2,30	0,15
0009-002	PV-031	PV-032	35	400	203,88	2,06	0,73
0009-003	PV-032	PV-033	14	400	213,81	2,15	0,74
0009-004	PV-033	PV-034	27	500	284,01	1,85	0,73
0009-005	PV-034	PV-025	30	600	381,58	1,73	0,73
0008-001	PV-022	PV-023	39	400	51,20	0,83	0,49
0008-002	PV-023	PV-024	37	400	84,51	0,90	0,7
0008-003	PV-024	PV-025	16	400	111,95	1,18	0,71
0008-004	PV-025	PV-026	24	600	513,66	2,32	0,73
0008-005	PV-026	PV-027	28	600	492,68	2,21	0,73
0008-006	PV-027	PV-028	28	600	610,07	2,74	0,74
0008-007	PV-028	PV-029	46	600	653,00	2,91	0,74
0008-008	PV-029	PV-021	11	600	725,14	5,98	0,44
0007-001	PV-019	PV-020	11	400	46,81	1,42	0,31
0007-002	PV-020	PV-021	10	400	67,56	5,97	0,15
0007-003	PV-021	DESAGUE	5	600	771,04	3,54	0,72
0006-001	PV-018	PV-009	11	400	61,46	1,94	0,3
0005-001	PV-016	PV-017	34	400	59,93	0,91	0,52
0005-002	PV-017	DESAGUE	11	400	122,72	5,97	0,22
0004-001	PV-014	PV-015	46	400	37,02	0,83	0,39
0004-002	PV-015	DESAGUE	13	400	79,49	5,97	0,16
0003-001	PV-010	PV-011	16	400	127,92	1,33	0,71
0003-002	PV-011	PV-012	15	400	126,89	1,29	0,73
0003-003	PV-012	PV-013	23	400	126,91	1,30	0,72
0003-004	PV-013	PV-006	26	400	220,70	2,22	0,74
0002-001	PV-002	PV-003	51	400	55,27	1,01	0,45
0002-002	PV-003	PV-004	45	500	448,98	2,02	0,73
0002-003	PV-004	PV-005	12	500	438,79	4,63	0,37
0002-004	PV-005	PV-006	23	500	438,78	2,00	0,73
0002-005	PV-006	PV-007	43	600	687,39	1,77	0,72
0002-006	PV-007	PV-008	22	600	675,00	1,70	0,74
0002-007	PV-008	PV-009	31	600	733,10	1,86	0,73
0002-008	PV-009	DESAGUE	10	800	776,41	5,97	0,31
0001-001	PV-001	DESAGUE	4	400	56,48	1,96	0,28

Fonte: O Autor, 2023.

A rede dimensionada gerou 49 poços de visitas, somando 1033 metros de tubulação de diferentes diâmetros comerciais, 13 pontos de desagüe escoando 2.041,66 L/s. Todo sistema atende as condições de lâmina máxima e velocidade mínima de escoamento pré-estabelecidos. O layout evidencia-se conforme Figura 20.

Figura 20 – Projeto de microdrenagem



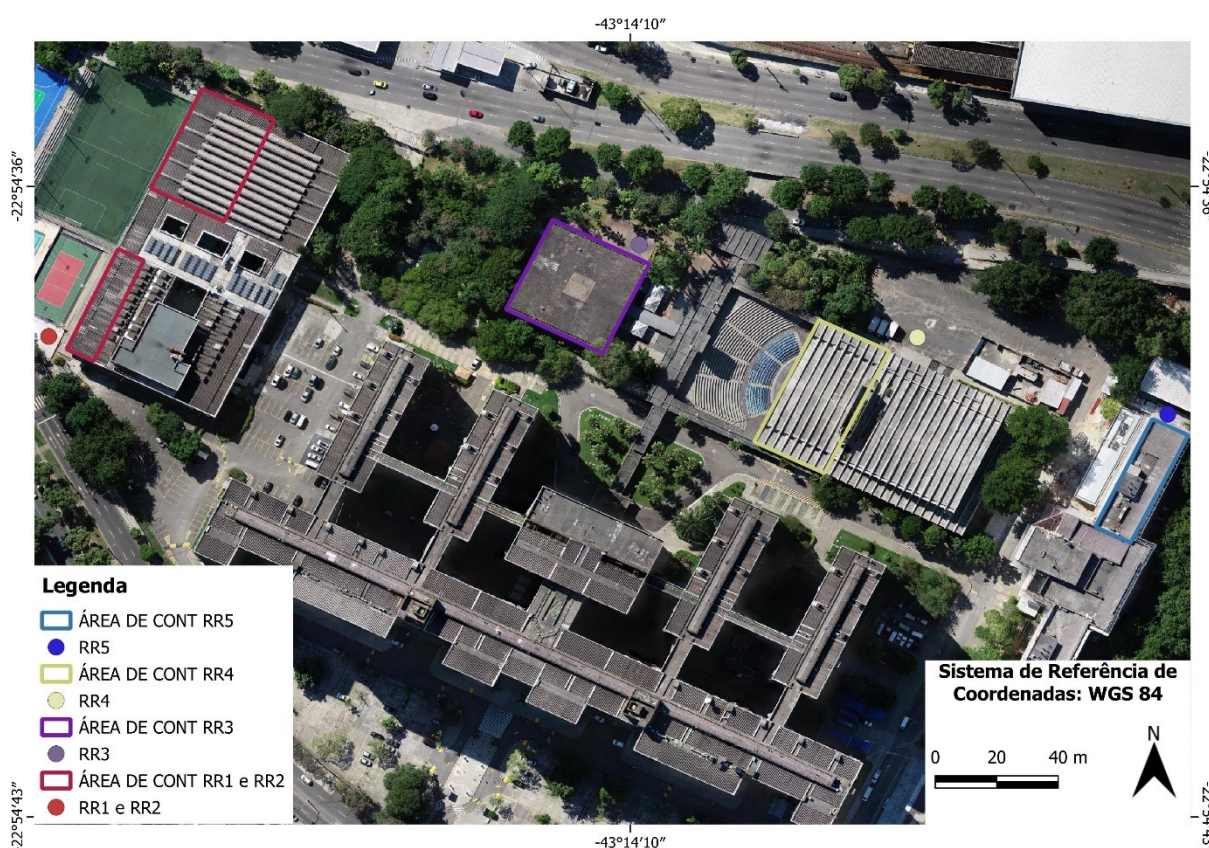
Fonte: Adaptado de AutoCAD, 2023.

3.5 Dimensionamento de Técnicas Compensatórias

3.5.1 Reservatório de Água de Chuva

Foram definidas 5 (cinco) áreas de captação de água de chuva e armazenamento em reservatórios, conforme Figura 21. As áreas de contribuição foram identificadas de forma sequencial com as iniciais “RR” de 1 ao 5. Os reservatórios para captação das águas de chuva referente as áreas de contribuição RR1 e RR2 serão alocados juntos, pois compreendem a mesma edificação, logo para fins de dimensionamento terão suas áreas de contribuição somadas.

Figura 21 – Locação das áreas de contribuição dos Reservatório de Água de Chuva



Fonte: O Autor, 2024.

3.5.1.1 Área de Captação

A definição das áreas de captação teve como base critérios técnicos da engenharia, como por exemplo áreas elevadas (coberturas) com infraestrutura de ralos, calhas, condutores e área onde já estão previstas implantação do sistema, já acordado com a Prefeitura da UERJ.

As áreas foram selecionadas em conformidade com a NBR 15527/2019 onde pede-se atenção a possíveis fontes de contaminação e de modo que o sistema instalado não impacte o funcionamento da comunidade da UERJ.

Portanto, para o estudo foram definidos 5 (cinco) áreas de captação para implantação do sistema de aproveitamento de água de chuva, indicados na Figura 21 e com as dimensões descritas na Tabela 12.

Tabela 12 – Levantamento das áreas de captação dos reservatórios

Reservatórios	Área de Captação (m²)
RR1	383
RR2	1081
RR3	1078
RR4	1125
RR5	507

Fonte: O Autor, 2023.

3.5.1.2 Volume disponível (Vdisp)

Com base na Equação 4, indica no item 2.5.1.1 deste trabalho, é possível calcular o volume máximo aproveitável a ser armazenado nos reservatórios de forma anual, mensal ou diário. Neste projeto, calculou-se o volume mensal de água da chuva captado pelo sistema, sintetizadas na Tabela 13.

Tabela 13 – Volume máximo aproveitável dos reservatórios

Reservatórios	Área de Captação (m²)	Precipitação Média (mm)	Coefficiente de runoff	Eficiência do sistema	Volume disponível mensal (l)
RR1 + RR2	1464	125,25	0,9	85%	140.275,00
RR3	1078	125,25	0,9	85%	103.289,90
RR4	1125	125,25	0,9	85%	107.793,30
RR5	507	125,25	0,9	85%	48.578,84

Fonte: O Autor, 2023.

3.5.1.3 Volume dos Reservatórios

Utilizou-se neste trabalho o método dos Dias Secos Consecutivos para fins de dimensionamento da capacidade de armazenamento do sistema de aproveitamento de água da chuva.

A Tabela 14 foi elaborada com os dados da série histórica de 1997 à 2022 da estação pluviométrica da Tijuca (ALERTA RIO, 2023).

Tabela 14 - Máximo de dias consecutivos sem chuvas 1997 – 2022

Ano	Ptotal(mm)	Dias Secos	Máximo de DCSC(dias)
1997	990,9	268	15
1998	2.597,10	247	21
1999	1.336,60	260	23
2000	1.141,40	277	19
2001	1.181,00	286	25
2002	1.319,60	273	27
2003	1.865,00	253	19
2004	1.505,60	255	23
2005	1.894,00	249	35
2006	1.725,00	254	25
2007	1.320,20	268	21
2008	1.618,20	239	22
2009	1.925,40	238	19
2010	2.083,40	245	19
2011	1.380,60	258	21
2012	1.053,20	273	22
2013	1.808,60	251	18
2014	853,40	285	29
2015	1.058,20	269	24
2016	1.414,00	260	27
2017	863,20	271	28
2018	1.271,20	267	15
2019	1.801,40	257	19
2020	2.040,20	254	19
2021	1.311,00	259	22
2022	1.768,40	259	29

Fonte: O Autor, 2023.

Com base nesses resultados, foi possível obter o valor do desvio padrão da amostra, o que resultou em 4,65. A média de dias consecutivos sem chuva encontrada foi de 22,54. Para um tempo de recorrência (TR) de 10 anos, aplicou-se a Equação 5:

$$x = \overline{22,52} - 4,65 \left[0,45 + 0,7797 \ln \left(\frac{\ln 10}{10 - 1} \right) \right] \cong 26$$

Os volumes dos reservatórios são obtidos pela Equação 6.

$$V_{res} = C_d \times DSC$$

Conforme apresentado no item 3.2 (Estimativa da Demanda de Água), a demanda mensal para fins não-potáveis está identificada no Quadro 6. Logo dividindo-se pelo pelos 30 dias de um mês comercial teremos o consumo diário (C_d), conforme sintetizado na Tabela 15.

Tabela 15 – Volumes dos reservatórios

Reservatórios	Consumo mensal	Consumo médio diário (C_d)	DCSC (dias)	Volume do Reservatório (litros)
RR1 + RR2	145.380,00 litros/mês	4.846,00 litros/dia	26	125.996,00
RR3	23.540,00 litros/mês	784,67 litros/dia	26	20.401,33
RR4	30.040,00 litros/mês	1.001,33 litros/dia	26	26.034,67
RR5	62.100,00 litros/mês	2.070,00 litros/dia	26	53.820,00

Fonte: O Autor, 2023.

Analisando os dados da Tabela 15, pode-se observar que todos os reservatórios dimensionados atendem em volume de água de chuva para suprir a demanda de água não potável durante 26 dias consecutivos sem chuva, uma vez que o volume disponível mensal é superior ao do reservatório.

3.5.1.4 Deflúvio amortecido pelos reservatórios

O cálculo da vazão amortecida pelos reservatórios será determinado pelas Equações 2 e 3, do método racional modificado (item 2.3.1), onde:

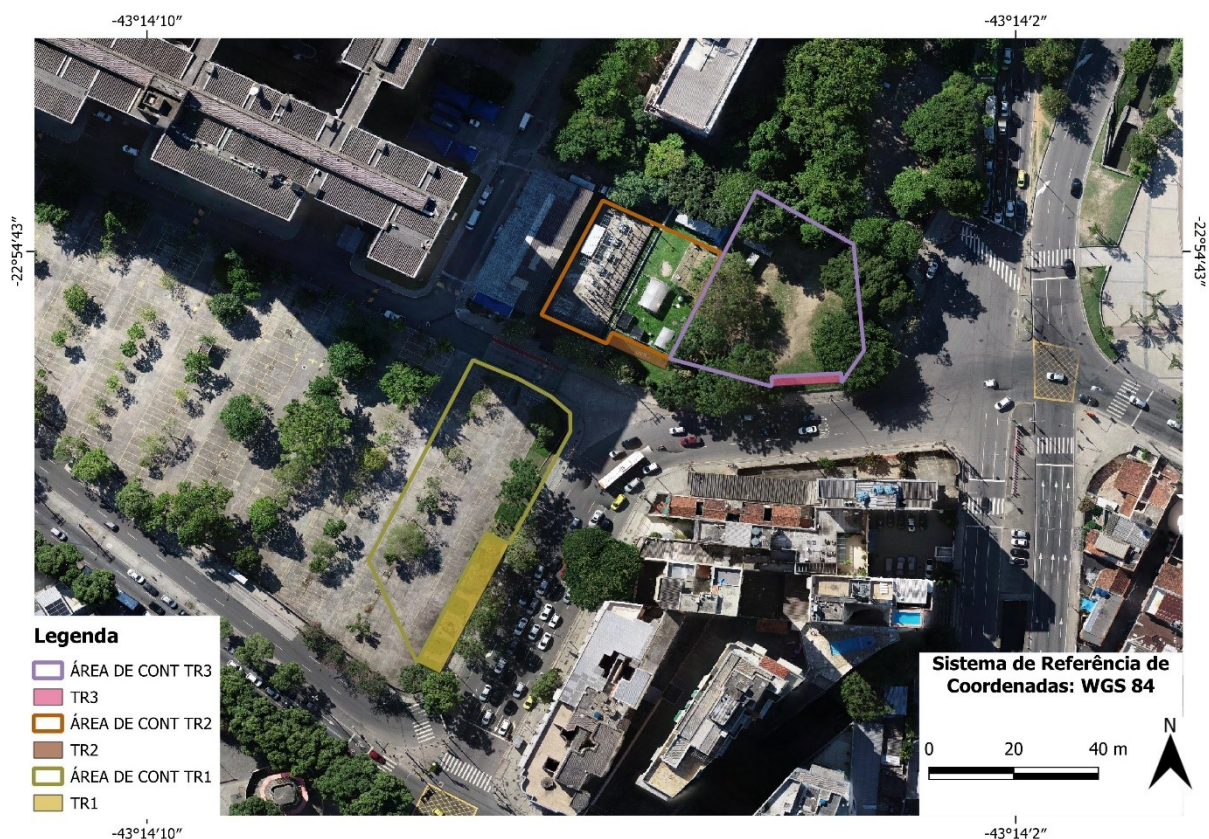
$$Q_{\text{amrRRs}} = 0,00278 \times 1 \times 166,95 \times \left(0,0725 \times 0,9 \times (166,95 \times 10)^{\frac{1}{3}}\right) \times 0,4174 = 0,15 \text{ m}^3/\text{s} = 150 \text{ L/s}$$

Para os 4174 m² de área de contribuição dos reservatórios e considerando a uma precipitação de intensidade 166,95 mm a construção da técnica compensatória dos reservatórios de água de chuva amorteceria uma vazão de 150 L/s que hoje está indo para rede de microdrenagem da bacia do campus Maracanã, além disto toda a água reservada pode ser utilizada fins não potáveis, trazendo mais economia e sustentabilidade para UERJ

3.5.2 Trincheira de Infiltração

Para esta técnica foram provisionadas três trincheiras identificadas como TR1, TR2, TR3 com seção retangular, e com indicação das suas respectivas áreas de contribuição, locadas conforme Figura 22.

Figura 22 – Locação dos dispositivos e das áreas de contribuição das trincheiras de infiltração



Fonte: O Autor, 2024.

Devido à ausência de parâmetros físicos do solo da UERJ, foram adotados valores obtidos por Vasconcellos (2022), cujo estudo também foi realizado no estado do Rio de Janeiro.

As Tabelas 16, 17 e 18 indicam os parâmetros e seus respectivos valores utilizados para o projeto das trincheiras.

Para o dimensionamento das trincheiras foi utilizado o método da curva envelope, descritos no item 2.5.2.

3.5.2.1 Dimensionamento da trincheira 1 (TR1)

Tabela 16 – Parâmetros adotados para dimensionamento da trincheira 1 (TR1)

Parâmetros	Unidade	Valor adotado
t - tempo de chuva	s	600
TR - período de retorno	anos	10
Aimp - área de contribuição impermeável de edificações, calçada e estacionamento	m ²	1100
Aherb - área de contribuição de herbáceas	m ²	196
Aarb - área de contribuição de árvores	m ²	162
Cimp - Coeficiente de runoff Aimp	-	0,9
Cherb - Coeficiente de runoff Aherb	-	0,15
Carb - Coeficiente de runoff Aarb	-	0,25
S - sortividade do solo	m ³ /s.m ²	0,00069
h - altura útil da trincheira	m	1,2
l - comprimento da trincheira	m	37,5
Øb - porosidade da brita	%	45

Fonte: O Autor, 2023.

A partir da IDF de Sabóia Lima (Equação 1) e os parâmetros da Tabela 16, pode-se calcular a intensidade pluviométrica:

$$i = \frac{aT^b}{(t+c)^d} = \frac{1782 \times 10^{0,17}}{(10+16,6)^{0,841}} = 166,95 \text{ mm/h}$$

Com os dados de área e uso do solo, obteve-se o deflúvio pela Equação 2 do método racional modificado, para cada uma das áreas correspondentes em ha:

$$\begin{aligned}
 Q_{imp} &= 0,00278 \times 1 \times 166,95 \times \left(0,0725 \times 0,9 \times (166,95 \times 10)^{\frac{1}{3}} \right) \times 0,11 \\
 &= 0,0395 \text{ m}^3/\text{s} = 39,5 \text{ L/s}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{herb} &= 0,00278 \times 1 \times 166,95 \times \left(0,0725 \times 0,15 \times (166,95 \times 10)^{\frac{1}{3}}\right) \times 0,0196 \\
 &= 0,00117 \text{ m}^3/\text{s} = 1,17 \text{ L/s}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{arb} &= 0,00278 \times 1 \times 166,95 \times \left(0,0725 \times 0,25 \times (166,95 \times 10)^{\frac{1}{3}}\right) \times 0,0162 \\
 &= 0,00162 \text{ m}^3/\text{s} = 1,62 \text{ L/s}
 \end{aligned}$$

Logo a vazão final é a soma de todos os valores escoados:

$$Q_f = Q_{imp} + Q_{herb} + Q_{arb} = 0,04229 \text{ m}^3/\text{s} = 42,29 \text{ L/s}$$

3.5.2.1.1 Volume precipitado e infiltrado da trincheira 1 (TR1)

O volume precipitado é produto do deflúvio pelo tempo de chuva, conforme Equação 9, onde:

$$V_{prec} = Q \times t = 0,04229 \times 600 = 25,37 \text{ m}^3$$

O volume infiltrado é o produto da infiltração acumulada pelas dimensões pré definidas da trincheira de comprimento L e altura H, conforme Equação 10.

Para determinar a infiltração acumulada usa-se a Equação 11, considerando um fator de segurança para áreas maiores de 1000 m² e pouco prejuízo, FS é de 5.

$$S' = \frac{S}{FS} = \frac{0,00069}{5} = 0,000138 \text{ m}^3\text{s}/\text{m}^2$$

$$I_{ac} = S' \times \sqrt{t} = 0,000138 \times \sqrt{600} = 0,0034 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$V_{inf} = h \times l \times I_{ac} = 1,2 \times 37,5 \times 0,0034 = 0,15 \text{ m}^3$$

3.5.2.1.2 Volume de armazenamento da trincheira 1 (TR1)

É a diferença entre os dois volumes calculados anteriormente, conforme Equação 8:

$$V_{arm} = V_{prec} - V_{inf} = 25,37 - 0,15 = 25,22 \text{ m}^3$$

3.5.2.1.3 Volume da trincheira 1 (TR1)

O volume da trincheira é obtido pela razão entre o volume de armazenamento e a porosidade da brita, de acordo com a Equação 7, sendo:

$$V_{tr} = \frac{V_{arm}}{\phi b} = \frac{25,22}{0,45} = 56,04 \text{ m}^3$$

3.5.2.1.4 Dimensões da trincheira 1 (TR1)

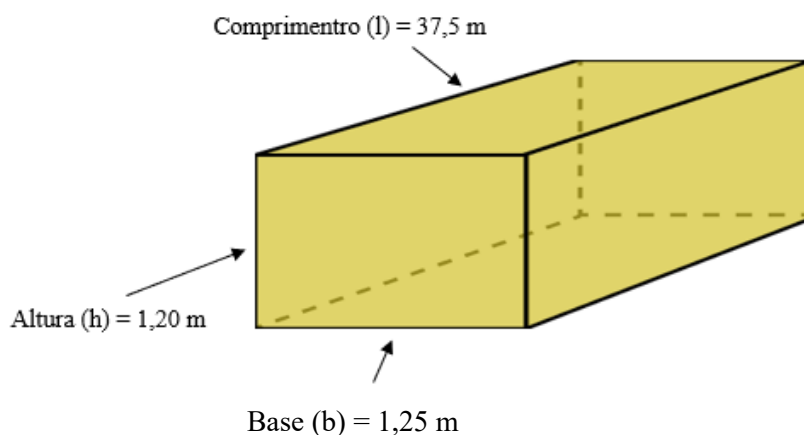
Por fim, com base no valor do volume da trincheira e as dimensões L e H pré estabelecida. Pode-se calcular a largura da base (b) da trincheira, determina-se o volume do prisma e seu layout conforme Figura 23:

$$V_{tr} = h \times l \times b$$

Isolando b, temos que:

$$b = \frac{V_{tr}}{h \times l} = \frac{56,04}{37,5 \times 1,2} = 1,25 \text{ m}$$

Figura 23 – Layout com dimensões da trincheira 1 (TR1)



Fonte: O Autor, 2023.

3.5.2.1.5 Deflúvio amortecido pela TR1

Considerando os dados experimentais de Melo (2016) que resultam em um coeficiente de runoff para área da trincheira em um valor médio de 0,55. Utilizando-se das Equações 2 e 3, temos que:

$$Q_{tr1} = 0,00278 \times 1 \times 166,95 \times \left(0,0725 \times 0,55 \times (166,95 \times 10)^{\frac{1}{3}} \right) \times (1,25 \times 37,5 \times 10^{-4}) = 0,00103 \text{ m}^3/\text{s} = 1,03 \text{ L/s}$$

O deflúvio amortecido de projeto é o somatório de todas as vazões de área de contribuição mais o da própria área da trincheira (Q_{tr1}). Logo a vazão amortecida é dada por:

$$Q_{amrTR1} = \Sigma Q = 0,04332 \text{ m}^3/\text{s} = 43,32 \text{ L/s}$$

3.5.2.2 Dimensionamento da trincheira 2 (TR2)

Tabela 17 – Parâmetros adotados para dimensionamento da trincheira 2 (TR2).

Parâmetros	Unidade	Valor adotado
t - tempo de chuva	s	600
TR - período de retorno	anos	10

Parâmetros	Unidade	Valor adotado
Aimp - área de contribuição impermeável de edificações, calçada e estacionamento	m ²	471
Aherb - área de contribuição de herbáceas	m ²	532
Aarb - área de contribuição de árvores	m ²	45
Cimp - Coeficiente de runoff Aimp	-	0,9
Cherb - Coeficiente de runoff Aherb	-	0,15
Carb - Coeficiente de runoff Aarb	-	0,25
S - sortividade do solo	m ³ /s.m ²	0,00069
h - altura útil da trincheira	m	0,9
l - comprimento da trincheira	m	20
Øb - porosidade da brita	%	45

Fonte: O Autor, 2023.

Para a trincheira TR2 o valor da intensidade de chuva é de 166,95 mm/h, de acordo com o cálculo abaixo:

$$i = \frac{aT^b}{(t+c)^d} = \frac{1782 \times 10^{0,17}}{(10+16,6)^{0,841}} = 166,95 \text{ mm/h}$$

Com os dados de área e uso do solo, obteve-se o deflúvio pela Equação 2 do método racional modificado, para cada uma das áreas correspondentes em ha:

$$\begin{aligned} Q_{imp} &= 0,00278 \times 1 \times 166,95 \times \left(0,0725 \times 0,9 \times (166,95 \times 10)^{\frac{1}{3}}\right) \times 0,0471 \\ &= 0,01692 \text{ m}^3/\text{s} = 16,92 \text{ L/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{herb} &= 0,00278 \times 1 \times 166,95 \times \left(0,0725 \times 0,15 \times (166,95 \times 10)^{\frac{1}{3}}\right) \times 0,0532 \\ &= 0,0032 \text{ m}^3/\text{s} = 3,2 \text{ L/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{arb} &= 0,00278 \times 1 \times 166,95 \times \left(0,0725 \times 0,25 \times (166,95 \times 10)^{\frac{1}{3}}\right) \times 0,0045 \\ &= 0,00045 \text{ m}^3/\text{s} = 0,45 \text{ L/s} \end{aligned}$$

Logo a vazão final é a soma de todos os valores escoados:

$$Q_f = Q_{imp} + Q_{herb} + Q_{arb} = 0,02057 \text{ m}^3/\text{s} = 20,57 \text{ l/s}$$

3.5.2.2.1 Volume precipitado e infiltrado da trincheira 2 (TR2)

O volume precipitado é produto do deflúvio pelo tempo de chuva, conforme Equação 9, onde:

$$V_{prec} = Q \times t = 0,02057 \times 600 = 12,34 \text{ m}^3$$

O volume infiltrado é o produto da infiltração acumulada pelas dimensões pré definidas da trincheira de comprimento L e altura H, conforme Equação 10.

Para determinar a infiltração acumulada usa-se a Equação 11, considerando um fator de segurança para áreas maiores de 1000 m² e pouco prejuízo, FS é de 5.

$$S' = \frac{S}{FS} = \frac{0,00069}{5} = 0,000138 \text{ m}^3\text{s/m}^2$$

$$I_{ac} = S' \times \sqrt{t} = 0,000138 \times \sqrt{600} = 0,0034 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$V_{inf} = h \times l \times I_{ac} = 0,9 \times 20 \times 0,0034 = 0,061 \text{ m}^3$$

3.5.2.2.2 Volume de armazenamento da trincheira 2 (TR2)

É a diferença entre os dois volumes calculados anteriormente, conforme Equação 8:

$$V_{arm} = V_{prec} - V_{inf} = 12,34 - 0,061 = 12,28 \text{ m}^3$$

3.5.2.2.3 Volume da trincheira 2 (TR2)

O volume da trincheira é obtido pela razão entre o volume de armazenamento e a porosidade da brita, de acordo com a Equação 7, sendo:

$$V_{tr} = \frac{V_{arm}}{\phi_b} = \frac{12,28}{0,45} = 27,29 \text{ m}^3$$

3.5.2.2.4 Dimensões da trincheira 2 (TR2)

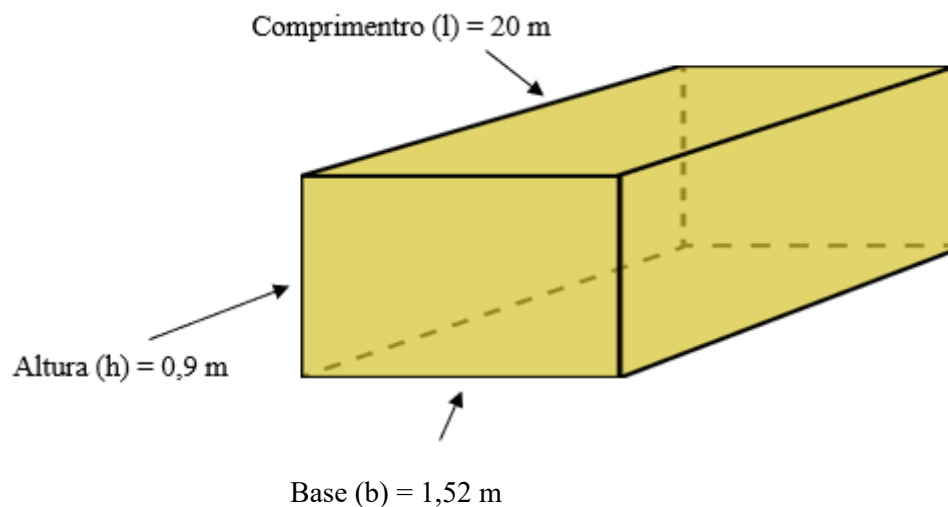
Por fim, com base no valor do volume da trincheira e as dimensões L e H pré estabelecida. Pode-se calcula a largura da base (b) da trincheira, conforme volume de um prisma e seu layout ficou conforme Figura 24:

$$V_{tr} = h \times l \times b$$

Isolando b, temos que:

$$b = \frac{V_{tr}}{h \times l} = \frac{27,29}{0,9 \times 20} = 1,52 \text{ m}$$

Figura 24 – Layout com dimensões da trincheira 2 (TR2).



Fonte: O Autor, 2023.

3.5.2.2.5 Deflúvio amortecido pela TR2

Considerando os dados experimentais de Melo (2016) que resultam em um coeficiente de runoff para área da trincheira em um valor médio de 0,55. Utilizando-se das Equações 2 e 3, temos que:

$$Q_{tr2} = 0,00278 \times 1 \times 166,95 \times \left(0,0725 \times 0,55 \times (166,95 \times 10)^{\frac{1}{3}}\right) \times (1,52 \times 20,0 \times 10^{-4}) = 0,00067 \text{ m}^3/\text{s} = 0,67 \text{ L/s}$$

O deflúvio amortecido de projeto é o somatório de todas as vazões de área de contribuição mais o da própria área da trincheira (Q_{tr2}). Logo a vazão amortecida é:

$$Q_{amrTR2} = \Sigma Q = 0,02124 \text{ m}^3/\text{s} = 21,24 \text{ L/s}$$

3.5.2.3 Dimensionamento da trincheira 3 (TR3)

Tabela 18 – Parâmetros adotados para dimensionamento da trincheira 3 (TR3).

Parâmetros	Unidade	Valor adotado
t - tempo de chuva	s	600
TR - período de retorno	anos	10
A _{imp} - área de contribuição impermeável de edificações, calçada e estacionamento	m ²	0
A _{herb} - área de contribuição de herbáceas	m ²	753
A _{arb} - área de contribuição de árvores	m ²	563
C _{imp} - Coeficiente de runoff A _{imp}	-	0,9
C _{herb} - Coeficiente de runoff A _{herb}	-	0,15
C _{arb} - Coeficiente de runoff A _{arb}	-	0,25
S - sortividade do solo	m ³ /s.m ²	0,00069
h - altura útil da trincheira	m	0,9
l - comprimento da trincheira	m	13,5
Ø _b - porosidade da brita	%	45

Fonte: O Autor, 2023.

Como os parâmetros para o cálculo da intensidade pluviométrica não se alteram o valor da mesma permanece 166,95 mm/h, de acordo com o cálculo abaixo:

$$i = \frac{aT^b}{(t+c)^d} = \frac{1782 \times 2^{0,17}}{(10+16,6)^{0,841}} = 166,95 \text{ mm/h}$$

Com os dados de área e uso do solo, obteve-se o deflúvio pela Equação 2 do método racional modificado, para cada uma das áreas correspondentes em km²:

$$Q_{herb} = 0,00278 \times 1 \times 166,95 \times \left(0,0725 \times 0,15 \times (166,95 \times 10)^{\frac{1}{3}}\right) \times 0,0753$$

$$= 0,00451 \text{ m}^3/\text{s} = 4,51 \text{ L/s}$$

$$Q_{arb} = 0,00278 \times 1 \times 166,95 \times \left(0,0725 \times 0,25 \times (166,95 \times 10)^{\frac{1}{3}}\right) \times 0,0563$$

$$= 0,00562 \text{ m}^3/\text{s} = 5,62 \text{ L/s}$$

Logo a vazão final é a soma de todos os valores escoados:

$$Q_f = Q_{herb} + Q_{arb} = 0,01013 \text{ m}^3/\text{s} = 10,13 \text{ L/s}$$

3.5.2.2.1 Volume precipitado e infiltrado da trincheira 3 (TR3)

O volume precipitado é produto do deflúvio pelo tempo de chuva, conforme Equação 9, onde:

$$V_{prec} = Q \times t = 0,01013 \times 600 = 6,08 \text{ m}^3$$

O volume infiltrado é o produto da infiltração acumulada pelas dimensões pré definidas da trincheira de comprimento L e altura H, conforme Equação 10.

Para determinar a infiltração acumulada usa-se a Equação 11, considerando um fator de segurança para áreas maiores de 1000 m² e pouco prejuízo, FS é de 5.

$$S' = \frac{S}{FS} = \frac{0,00069}{5} = 0,000138 \text{ m}^3\text{s}/\text{m}^2$$

$$I_{ac} = S' \times \sqrt{t} = 0,000138 \times \sqrt{600} = 0,0034 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$V_{inf} = h \times l \times I_{ac} = 0,9 \times 13,5 \times 0,0034 = 0,41 \text{ m}^3$$

3.5.2.2.2 Volume de armazenamento da trincheira 3 (TR3)

É a diferença entre os dois volumes calculados anteriormente, conforme Equação 8:

$$V_{arm} = V_{prec} - V_{inf} = 6,08 - 0,41 = 5,67 \text{ m}^3$$

3.5.2.2.3 Volume da trincheira 3 (TR3)

O volume da trincheira é obtido pela razão entre o volume de armazenamento e a porosidade da brita, de acordo com a Equação 7, sendo:

$$V_{tr} = \frac{V_{arm}}{\phi b} = \frac{5,67}{0,45} = 12,6 \text{ m}^3$$

3.5.2.2.4 Dimensões da trincheira 3 (TR3)

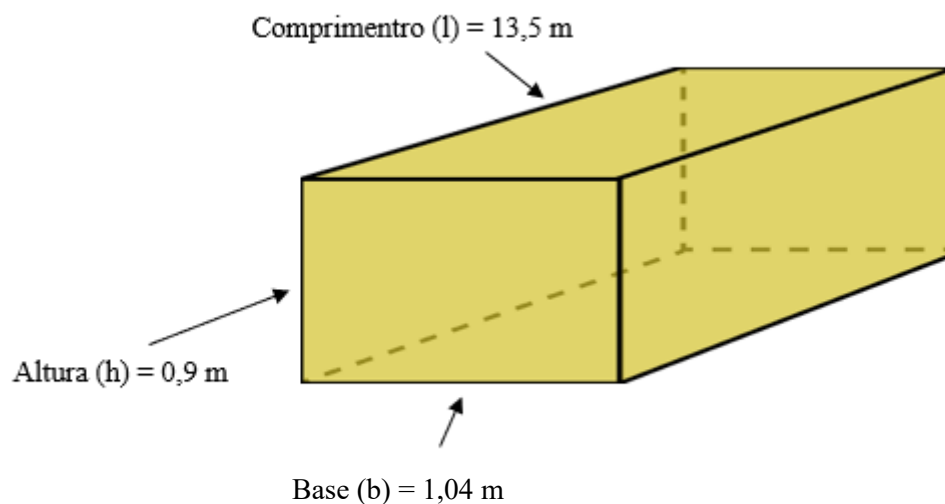
Por fim, com base no valor do volume da trincheira e as dimensões L e H pré estabelecida. Pode-se calcular a largura da base (b) da trincheira, conforme volume de um prisma e seu layout conforme Figura 25:

$$V_{tr} = h \times l \times b$$

Isolando b, temos que:

$$b = \frac{V_{tr}}{h \times l} = \frac{12,6}{0,9 \times 13,5} = 1,04 \text{ m}$$

Figura 25 – Layout com dimensões da trincheira 3 (TR3)



Fonte: O Autor, 2023.

3.5.2.3.5 Deflúvio amortecido pela TR3

Considerando os dados experimentais de Melo (2016) que resultam em um coeficiente de runoff para área da trincheira em um valor médio de 0,55. Utilizando-se das Equações 2 e 3, temos que:

$$Q_{tr3} = 0,00278 \times 1 \times 166,95 \times \left(0,0725 \times 0,55 \times (166,95 \times 10)^{\frac{1}{3}} \right) \times (1,04 \times 13,5 \times 10^{-4}) = 0,00031 \text{ m}^3/\text{s} = 0,31 \text{ L/s}$$

O deflúvio amortecido de projeto é o somatório de todas as vazões.

$$Q_{amrTR3} = \Sigma Q = 0,01044 \text{ m}^3/\text{s} = 10,44 \text{ L/s}$$

3.5.2.4 Síntese dos resultados do dimensionamento das Trincheiras de Infiltração

As trincheiras de infiltração estão localizadas na região mais a sudeste do Campus Maracanã da UERJ, não região de menor elevação topográfica, a TR1 fica no canteiro próximo

a região pavimentada de estacionamento com dimensões calculadas de 37,5 metros de comprimento, por 1,20 metros de altura, por 1,25 metros de largura, amortece uma vazão de 43,32 L/s, a mesma área de contribuição associada a rede de microdrenagem, conforme indicado na sarjeta 1 da Tabela 8, indica que desagua uma vazão de 56,48 L/s. Portanto, a construção da trincheira TR1 implicaria que apenas 13,16 L/s seriam realmente escoados por esta sarjeta, ou seja, uma redução de cerca 76,7% do desague projetado.

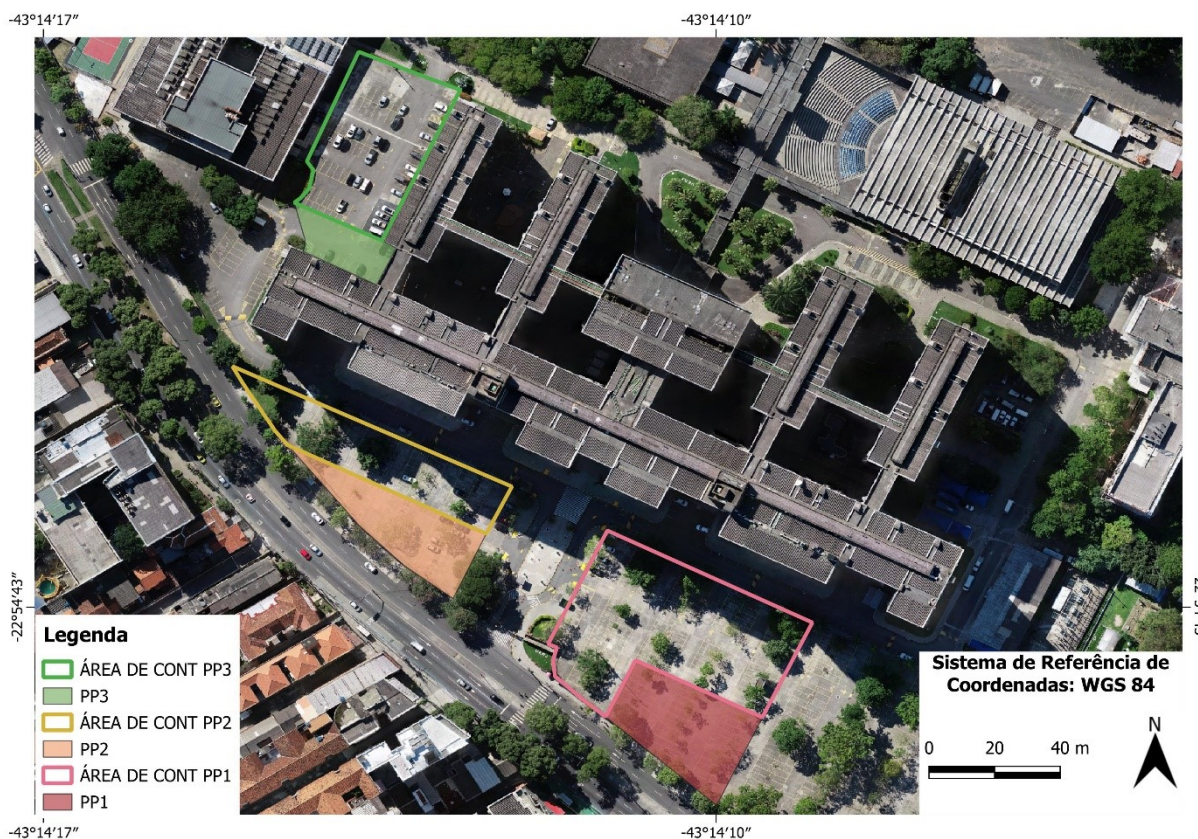
A trincheira TR2 localizada nos fundos da estação meteorológica do Campus, incluindo como área de contribuição também a região da subestação de energia, a trincheira teve dimensões projetadas de 20 metros de comprimento, por 0,9 metro de altura, por 1,52 metros de largura, amortecendo uma vazão de 21,24 L/s e a trincheira TR3 que fica no estacionamento em solo que tem acesso pela Av. Prof. Manoel de Abreu foi dimensionada com 13,5 metros de comprimento, por 0,9 metro de altura, por 1,04 metros de largura, amortece um deflúvio de 10,44 L/s. Ambas têm suas áreas de contribuição também associada ao projeto de microdrenagem para sarjeta 29 que por sua vez tem capacidade de escoar 71,73 L/s. Logo a construção das trincheiras TR2 e TR3 implicaria que apenas 40,08 L/s seriam realmente escoados pela sarjeta 29, ou seja, uma redução de cerca 44 % do escoamento projetado.

3.5.3 Pavimento Permeável

Para o dimensionamento do volume máximo de armazenamento no reservatório do PP considera-se o chamado Método da Curva Envelope, baseado na derivação da equação da continuidade concentrada, onde o armazenamento máximo V_{max} é dado pela máxima diferença entre as curvas de volumes acumulados de entrada e de saída da estrutura de controle.

A posição dos dispositivos e suas respectivas áreas de contribuição estão indicados na Figura 26.

Figura 26 - Locação dos dispositivos e das áreas de contribuição dos pavimentos permeáveis



Fonte: O Autor

Para o dimensionamento do pavimento permeável foi levado em conta alguns parâmetros pré definidos conforme Tabela 19:

Tabela 19 – Parâmetros para pré dimensionamento do pavimento permeável

Parâmetros	Unidade	Valor adotado
t - duração de chuva	s	600
TR - período de retorno	anos	10
Ks - condutividade hidráulica do solo saturado	mm/h	15
α - coeficiente redutor devido à colmatção	-	0,1
η - porosidade do material de enchimento	%	45

Fonte: O Autor, 2023.

Para este trabalho utilizou-se o critério de conversão dos parâmetros da IDF convencional para a chamada IDF de Talbot, apresentado no item 2.4.3, conforme Equações 1 e 13.

$$i = \frac{aT^b}{t+c} \quad \rightarrow \quad i = \frac{kT^m}{(t+d)^n}$$

Com os dados da IDF de Sabóia Lima e transformação com Talbot, tem-se a correlação descrita do Quadro 7:

Quadro 7 – Conversão de valores entre IDFs

IDF convencional		IDF de Talbot		Valor
a		k		1782
b		m		0,17
d	=	n	=	0,841
c		d		16,6

Fonte: O Autor, 2023.

Com os dados do Quadro 7, calculou-se os novos valores de a, b, e c, conforme Equações 14, 15 e 16.

$$a = 0,68k \exp(0,06n^{-0,26}d^{1,13}) = 0,68 \times 1782 \times e^{(0,06 \times 0,841^{-0,26} \times 16,6^{1,13})} = 5437,02$$

$$b = m = 0,17$$

$$c = 1,32n^{-2,28}d^{0,89} = 1,32 \times 0,841^{-2,28} \times 16,6^{0,89} = 23,88$$

A nova equação corrigida por Talbot de intensidade pluviométrica é:

$$i = \frac{5437,02T^{0,17}}{t + 23,88}$$

Outro parâmetro importante a ser calculado previamente é a taxa de infiltração do solo que é a vazão de saída constante do dispositivo e é obtida a partir da Equação 18.

$$q_s = \alpha \times k_s = 0,1 \times 15 = 1,5 \text{ mm/h}$$

Vale ressaltar que para chuvas maiores que a chuva de projeto (períodos de retorno maiores), o pavimento permeável naturalmente deve contar com dispositivos de deságue para um exutório (um córrego ou uma rede pluvial do bairro, por exemplo).

3.5.3.1 Dimensionamento do pavimento permeável 1 (PP1)

Para o dimensionamento do pavimento permeável PP1 consideram-se características da região, indicadas na Tabela 20.

Tabela 20 – Parâmetros adotados para dimensionamento do pavimento permeável 1 (PP1)

Parâmetros	Unidade	Valor adotado
Apav - área do pavimento permeável	m ²	1202
Ac - área de contribuição que drena para o pavimento	m ²	2425
Aimp - área de contribuição impermeável de edificações, calçada e estacionamento	m ²	1907
Aherb - área de contribuição de herbáceas	m ²	0
Aarb - área de contribuição de árvores	m ²	518
Cimp - Coeficiente de runoff Aimp	-	0,9
Cherb - Coeficiente de runoff Aherb	-	0,15
Carb - Coeficiente de runoff Aarb	-	0,25

Com os dados da Tabela 20, pode-se calcular o coeficiente de runoff ponderado da área de contribuição.

$$C_e = \frac{0,25 \times 518 + 0,9 \times 1907}{2425} = 0,76$$

3.5.3.1.1 Parâmetro β para PP1

Para o cálculo do parâmetro β , utilizou-se a Equação 19, descrita no item 2.5.3.3:

$$\beta = \frac{A_{pav} + A_c \times C_e}{A_{pav}} = \frac{1202 + 2425 \times 0,76}{1202} = 2,53$$

3.5.3.1.2 Volume Máximo de Armazenamento do PP1

O volume de armazenamento do pavimento permeável é dado pelo Equação 17.

$$V_{max} = \left(\sqrt{\frac{5437,02}{60}} \times \sqrt{2,53} \times 10^{\frac{0,17}{2}} - \sqrt{\frac{23,88}{60}} \times \sqrt{1,5} \right)^2 = 311,24 \text{ mm}$$

3.5.3.1.3 Espessura da Camada do Reservatório do PP1

O cálculo da espessura da camada do reservatório do pavimento (H) é obtido pela Equação 20.

$$H = \frac{V_{max}}{\eta} = \frac{311,24}{0,45} = 691,64 \text{ mm} \rightarrow 69,2 \text{ cm}$$

3.5.3.1.4 Vazão amortecida com pavimento permeável PP1

Rushton (2001) em sua pesquisa encontrou valores de 0,20 para coeficiente de runoff de pavimento permeável. Utilizando-se das Equações 2 e 3, então para o cálculo do deflúvio, tem-se:

$$\begin{aligned} Q_{imp} &= 0,00278 \times 1 \times 166,95 \times \left(0,0725 \times 0,9 \times (166,95 \times 10)^{\frac{1}{3}} \right) \times 0,197 \\ &= 0,0708 \text{ m}^3/\text{s} = 70,8 \text{ L/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{pav} &= 0,00278 \times 1 \times 166,95 \times \left(0,0725 \times 0,20 \times (166,95 \times 10)^{\frac{1}{3}} \right) \times 0,1202 \\ &= 0,0096 \text{ m}^3/\text{s} = 9,6 \text{ L/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{arb} &= 0,00278 \times 1 \times 166,95 \times \left(0,0725 \times 0,25 \times (166,95 \times 10)^{\frac{1}{3}} \right) \times 0,0518 \\ &= 0,0052 \text{ m}^3/\text{s} = 5,2 \text{ L/s} \end{aligned}$$

$$Q_{amrPP1} = \Sigma Q = 0,0856 \text{ m}^3/\text{s} = 85,6 \text{ L/s}$$

3.5.3.2 Dimensionamento do pavimento permeável 2 (PP2)

Para o dimensionamento do pavimento permeável PP2 deve-se levar em consideração algumas características levantadas da região, indicadas na Tabela 21.

Tabela 21 – Parâmetros adotados para dimensionamento do pavimento permeável 2 (PP2).

Parâmetros	Unidade	Valor adotado
Apav - área do pavimento permeável	m ²	963
Ac - área de contribuição que drena para o pavimento	m ²	1488
Aimp - área de contribuição impermeável de edificações, calçada e estacionamento	m ²	1162
Aherb - área de contribuição de herbáceas	m ²	126
Aarb - área de contribuição de árvores	m ²	200
Cimp - Coeficiente de runoff Aimp	-	0,9
Cherb - Coeficiente de runoff Aherb	-	0,15
Carb - Coeficiente de runoff Aarb	-	0,25

Fonte: O Autor, 2024.

Com os dados da Tabela 21, pode-se calcular o coeficiente de runoff ponderado da área de contribuição:

$$C_e = \frac{0,25 \times 200 + 0,9 \times 1162 + 0,15 \times 126}{1488} = 0,75$$

3.5.3.2.1 Parâmetro β para PP2

Para o cálculo do parâmetro β , utilizou-se a Equação 19, descrita no item 2.4.3.3:

$$\beta = \frac{A_{pav} + A_c \times C_e}{A_{pav}} = \frac{963 + 1488 \times 0,75}{963} = 2,16$$

3.5.3.2.2 Volume Máximo de Armazenamento do PP2

O volume de armazenamento do pavimento permeável é dado pelo Equação 17.

$$V_{max} = \left(\sqrt{\frac{5437,02}{60}} \times \sqrt{2,16} \times 2^{\frac{0,17}{2}} - \sqrt{\frac{23,88}{60}} \times \sqrt{1,5} \right)^2 = 263,81 \text{ mm}$$

3.5.3.2.3 Espessura da Camada do Reservatório do PP2

O cálculo da espessura da camada do reservatório do pavimento (H) é obtido pela Equação 20.

$$H = \frac{V_{max}}{\eta} = \frac{263,81}{0,45} = 586,24 \text{ mm} \rightarrow 59 \text{ cm}$$

3.5.3.2.4 Vazão amortecida pelo pavimento permeável PP2

$$\begin{aligned} Q_{imp} &= 0,00278 \times 1 \times 166,95 \times \left(0,0725 \times 0,9 \times (166,95 \times 10)^{\frac{1}{3}}\right) \times 0,1162 \\ &= 0,04175 \text{ m}^3/\text{s} = 41,75 \text{ L/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{pav} &= 0,00278 \times 1 \times 166,95 \times \left(0,0725 \times 0,2 \times (166,95 \times 10)^{\frac{1}{3}}\right) \times 0,0963 \\ &= 0,0077 \text{ m}^3/\text{s} = 7,7 \text{ L/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{arb} &= 0,00278 \times 1 \times 166,95 \times \left(0,0725 \times 0,25 \times (166,95 \times 10)^{\frac{1}{3}}\right) \times 0,02 \\ &= 0,002 \text{ m}^3/\text{s} = 2,0 \text{ L/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{herb} &= 0,00278 \times 1 \times 166,95 \times \left(0,0725 \times 0,15 \times (166,95 \times 10)^{\frac{1}{3}}\right) \times 0,0126 \\ &= 0,00075 \text{ m}^3/\text{s} = 0,75 \text{ L/s} \end{aligned}$$

$$Q_{amrPP2} = \Sigma Q = 0,0522 \text{ m}^3/\text{s} = 52,2 \text{ L/s}$$

3.5.3.3 Dimensionamento do pavimento permeável 3 (PP3)

Para o dimensionamento do pavimento permeável PP3 deve-se levar em consideração algumas características levantadas da região, indicadas na Tabela 22.

Tabela 22 – Parâmetros adotados para dimensionamento do pavimento permeável 3 (PP3).

Parâmetros	Unidade	Valor adotado
Apav - área do pavimento permeável	m ²	386
Ac - área de contribuição que drena para o pavimento	m ²	1533
Aimp - área de contribuição impermeável de edificações, calçada e estacionamento	m ²	1533
Aherb - área de contribuição de herbáceas	m ²	0
Aarb - área de contribuição de árvores	m ²	0
Cimp - Coeficiente de runoff Aimp	-	0,9
Cherb - Coeficiente de runoff Aherb	-	0,15
Carb - Coeficiente de runoff Aarb	-	0,25

Fonte: O Autor, 2024

Como a área de contribuição do PP3 é apenas feita de superfície impermeável o valor adotado do coeficiente de runoff é de 0,9, conforme dados da Tabela 22.

3.5.3.3.1 Parâmetro β para PP3

Para o cálculo do parâmetro β , utilizou-se a Equação 19, descrita no item 2.5.3.3:

$$\beta = \frac{A_{pav} + A_c \times C_e}{A_{pav}} = \frac{386 + 1533 \times 0,9}{386} = 4,57$$

3.5.3.3.2 Volume Máximo de Armazenamento do PP3

O volume de armazenamento do pavimento permeável é dado pelo Equação 17.

$$V_{max} = \left(\sqrt{\frac{5437,02}{60}} \times \sqrt{4,57} \times 10^{\frac{0,17}{2}} - \sqrt{\frac{23,88}{60}} \times \sqrt{1,5} \right)^2 = 574,88 \text{ mm}$$

3.5.3.3.3 Espessura da Camada do Reservatório do PP3

O cálculo da espessura da camada do reservatório do pavimento (H) é obtido facilmente pela Equação 20.

$$H = \frac{V_{max}}{\eta} = \frac{574,88}{0,45} = 1277,5 \text{ mm} \rightarrow 128 \text{ cm}$$

3.5.3.3.4 Vazão amortecida pelo pavimento permeável PP3

$$Q_{imp} = 0,00278 \times 1 \times 166,95 \times \left(0,0725 \times 0,9 \times (166,95 \times 10)^{\frac{1}{3}}\right) \times 0,1533$$

$$= 0,05507 \text{ m}^3/\text{s} = 55,07 \text{ L/s}$$

$$Q_{pav} = 0,00278 \times 1 \times 166,95 \times \left(0,0725 \times 0,2 \times (166,95 \times 10)^{\frac{1}{3}}\right) \times 0,0383$$

$$= 0,00306 \text{ m}^3/\text{s} = 3,06 \text{ L/s}$$

$$Q_{amrPP3} = \Sigma Q = 0,05813 \text{ m}^3/\text{s} = 58,13 \text{ L/s}$$

3.5.3.4 Síntese dos resultados do dimensionamento dos Pavimentos Permeáveis

A técnica compensatória de pavimento permeável teve-se seus dispositivos locados no estacionamento pavimentado do Campus Maracanã os dispositivos PP1 e PP2 estão próximos a saída do Campus pela rua São Francisco Xavier e dispositivo PP3 encontra-se entre o restaurante universitário e pavilhão João Lyra Filho.

PP1 foi pré-dimensionado com 1202 m² e altura da camada do reservatório de 0,69 metro, podendo amortecer 85,6 L/s, que iriam para as sarjetas 2, 5, 6 e 23, que somadas escoam 134,51 L/s, ou seja, cerca de 63,6% da vazão escoada pelo sistema de microdrenagem pode ser retida no reservatório do PP1.

O dispositivo PP2 foi provisionado com área de 963 m² e calculou-se uma espessura do reservatório de 0,59 metro e deflúvio amortecido de 52,2 L/s, que escoariam pelas sarjetas 9, 10 e 11 que escoam 65,27 L/s que implica em amortecimento de cerca de 80% do escoamento superficial.

Por fim, PP3 foi pré-dimensionado com 386 m² e calculou-se a espessura da camada do reservatório de 1,28 metros, sendo os mais profundo três disposto. O mesmo pode amortecer um deflúvio de 58,13 L/s, que escoariam para as sarjetas 65 e 68, que somadas escoam 203 L/s, indicando uma redução de aproximadamente 28,6%, porém é importante ressaltar que a sarjeta 68 foi dimensionada para receber contribuição de outra área além do PP3.

3.6 Consolidação dos Resultados

Analisando os resultados obtidos pelo dimensionamento da rede de microdrenagem pode-se observar que os 93.172,71 m² de bacia de contribuição do Campus Maracanã levantadas foram divididas 49 sub-bacias em que escoam por todas as 75 sarjetas projetadas a uma vazão de 2.661,65 L/s que lançam em suas respectivas bocas de lobo de 0,70m de comprimento por 0,90m de profundidade, em alguns casos devido a capacidade de carga da BL é necessário prever 2 ou 3 dispositivos em série. As interligações das bocas de lobo foram projetadas através de tubos de ligação de 400mm que encaminha a água da chuva para desaguar um deflúvio de 2.041,66 L/s pelos 13 pontos projetados.

Uma das características do *software* Drenar com base no projeto dimensionado, é levantar a quantidade de material e serviço para construção de toda rede de microdrenagem e estão discriminadas no **Anexo**.

Os resultados apresentados para o cenário proposto de implantação de técnicas compensatórias exprimem que a UERJ, em um evento com a intensidade pluviométrica projetada, amorteceria uma vazão de 387,32 L/s, conforme indicado na Tabela 23.

Tabela 23 – Síntese da vazão amortecida por cada técnica compensatória

Técnica Compensatória	Identificação	Área de Contribuição (m ²)	Deflúvio Amortecido (L/s)	Vazão específica (L/s.m ²)
Reservatório de aproveitamento de água de chuva	RR1	383	13,76	0,036
Reservatório de aproveitamento de água de chuva	RR2	1081	38,84	0,036
Reservatório de aproveitamento de água de chuva	RR3	1078	38,73	0,036
Reservatório de aproveitamento de água de chuva	RR4	1125	40,42	0,036
Reservatório de aproveitamento de água de chuva	RR5	507	18,21	0,036
Subtotal Reservatórios		4174	149,96	0,036
Média Ponderada			34,43	0,036
Trincheira de infiltração	TR1	1458	43,32	0,030
Trincheira de infiltração	TR2	1048	21,24	0,020
Trincheira de infiltração	TR3	1316	10,44	0,008
Subtotal Trincheiras		3822	75,00	0,020

Técnica Compensatória	Identificação	Área de Contribuição (m²)	Deflúvio Amortecido (L/s)	Vazão específica (L/s.m²)
Média Ponderada			25,94	0,020
Pavimento permeável	PP1	2425	85,6	0,035
Pavimento permeável	PP2	1488	52,2	0,035
Pavimento permeável	PP3	1533	58,13	0,038
Subtotal Pavimento permeável		5446	195,93	0,036
Média Ponderada			68,74	0,036
Total		13.442	420,89	0,031

Fonte: O Autor, 2024.

A técnica compensatória de pavimento permeável apresentou maior média ponderada do deflúvio amortecido em função da área de contribuição com 68,74L/s, seguido dos reservatórios que obteve 34,43 L/s e as trincheiras com média calculada de 25,94 L/s.

Analisando os dados de vazão específica pode-se afirmar que a técnica compensatória com menor eficiência na amortização do deflúvio foram as trincheira de infiltração o que se dá muito em função das características de uso e ocupação do solo, pois os dispositivos dimensionados tinham grandes áreas de contribuição de solos permeáveis o que diminui o escoamento superficial pois a água de chuva tende a infiltrar.

Em contra partida as técnicas compensatórias com maior eficiência de amortização do deflúvio foram os cinco reservatórios de aproveitamento de água de chuva e os pavimentos permeáveis.

PP3 apresentou a melhor eficiência entre todos os dispositivos, justamente por considerarmos um coeficiente de runoff de 0,9 para toda área de contribuição, o que significa que apenas 10% da água precipitada é perdida.

Vale destacar que para as técnicas dos reservatórios existe a possibilidade de uso não potável da água que contribui para economia do consumo de água potável.

CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como principal objetivo avaliar o impacto hidrológico na utilização de diferentes técnicas compensatórias de drenagem urbana convencional em uma bacia de contribuição dentro do Campus Maracanã da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, considerando a atual situação conforme projeto disponibilizado pela prefeitura do Campus, redimensionando a mesma com o *software* Drenar e projetando a implantação de trincheiras de infiltração, reservatórios de sistemas de aproveitamento de água de chuva e pavimento permeável.

A partir dos resultados apresentados neste trabalho, conclui-se que em um contexto geral de dimensionamento da rede de microdrenagem da UERJ elaborado através do *software* Drenar encontrou insuficiência hidráulica no projeto para o dimensionamento das sarjetas onde cerca de 41% dos dispositivos dimensionados, apresentam vazão superior a capacidade das mesmas, logo apresentam problema de largura inundável.

Os resultados dos demais dispositivos de drenagem urbana, como bocas de lobo, tubos de ligação, poços de visita e os trechos da rede água pluvial tornam-se ineficazes com realidade verificada no projeto e a existente prospectada “*in loco*”, porém este trabalho dimensionou estes dispositivos a atender a intensidade pluviométrica de projeto com parâmetros e condições de contorno preestabelecidas.

Durante levantamento da rede de águas pluviais existente não foi possível precisar se de fato o que existe em projeto disponibilizado pela Prefeitura é real, pois foi possível verificar fluxo de água em dia sem chuva no fundo de alguns PVs identificados como pertencente a rede, o que podemos concluir que exista fluxo cruzado com a rede de esgoto ou drenagem de sistema de ar condicionado. Também foi possível verificar a existência de bocas de lobo em funcionamento e assoreadas que não estavam identificadas no projeto.

A implantação das técnicas compensatórias tem por finalidade avaliar o amortecimento de vazões de pico e volumes gerados.

Os cinco reservatórios de aproveitamento de água de chuva resultaram em um amortecimento do deflúvio de 149,96 L/s e se mostrou a técnica compensatória com excelente eficiência em termos de vazão específica, ainda possuem juntos capacidade de armazenamento de cerca de 226 m³, sendo suficiente para atender demanda não potável por 26 dias consecutivos sem chuva.

Os três dispositivos de trincheira de infiltração amorteceram uma vazão de 75 L/s, tendo impacto significativo no amortecimento do escoamento superficial que deveriam direcionar as

sarjetas projetadas. Já a técnica de pavimento permeável utilizou-se de uma área de captação de 5.446 m² e um amortecimento da vazão em 195,93 L/s, também sendo muito eficiente no amortecimento das vazões que escoam para sarjetas com mesma área de contribuição.

De modo geral conclui-se que o impacto hidrológico na utilização de técnicas compensatórias dimensionadas neste estudo sobre rede de drenagem projetada na bacia do Campus Maracanã que desagua uma vazão de 2.041,66 L/s, teria uma redução da vazão escoada de 420,89 L/s que represente cerca de 20,6% do total, utilizando-se apenas cerca de 14% da área do Campus como área de contribuição das técnicas.

Os resultados obtidos nesta pesquisa demonstram que a implantação de técnicas compensatória de drenagem urbana, que tenham como características o aumento da capacidade de armazenamento e a infiltração das águas pluviais, é uma alternativa a ser avaliada pelos gestores municipais como solução a ser integrada ao desenvolvimento de infraestrutura das cidades, de forma a torná-las mais resilientes no que se refere a eventos de chuvas intensas.

Este projeto pode ser replicado para áreas urbanas de características semelhantes, tendo em vista a viabilidade técnica, a partir da implantação de medidas compensatórias para controle do escoamento superficial.

Para trabalhos futuros propõe-se avaliar o custo de implantação das técnicas e tempo de retorno do investimento, também a utilização e dimensionamento de outras técnicas disponíveis na literatura e recomenda-se o monitoramento de vazões efluentes, como medidas de avaliação da modelagem e cálculo de vazões de projeto em futuros dimensionamentos.

REFERÊNCIAS

ACRE. Lei nº 2.540, de 4 de janeiro de 2012. Determina a inserção de sistema de captação e armazenamento de água da chuva nos projetos arquitetônicos das unidades escolares estaduais. Rio Branco, 4 jan. 2012. Disponível em: <http://www.al.ac.leg.br/leis/wpcontent/uploads/2014/09/Lei2540.pdf>. Acesso em: 14 abr. 2022.

AMAPÁ. Lei nº 1.997, de 21 de março de 2016. Dispõe sobre a obrigatoriedade da adoção de práticas e métodos sustentáveis na construção civil do Estado do Amapá e dá outras providências. Macapá, 21 mar. 2016. Disponível em: http://www.al.ap.gov.br/pagina.php?pg=buscar_legislacao&aba=legislacao&submenu=listar_legislacao&especie_documento=&ano=&pesquisa=&n_doeB=&n_leiB=1997&data_inicial=&data_final=&orgaoB=&autor=&legislaturaB=. Acesso em: 14 abr. 2022.

AMAPÁ. Lei Ordinária nº 2.003, de 22 de março de 2016. Dispõe sobre o Poder Executivo, através do órgão responsável, inserir nos projetos arquitetônicos dos órgãos do Estado do Amapá a instalação de sistema de coleta para captação da água de chuva. Macapá, 22 mar. 2016. Disponível em: http://www.al.ap.gov.br/pagina.php?pg=buscar_legislacao&aba=legislacao&submenu=listar_legislacao&especie_documento=&ano=&pesquisa=&n_doeB=&n_leiB=2003&data_inicial=&data_final=&orgaoB=&autor=&legislaturaB=. Acesso em: 14 abr. 2022.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO (ANA). Conjuntura dos recursos hídricos no Brasil 2023: informe anual. Brasília: ANA, 2023. 133 p.

ALVAREZ, M. G. L. Gestão Sustentável de Águas Pluviais no Parque Urbano Ary Barroso, Rio de Janeiro-RJ. 2017. 148 p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

ANDRADE, J. B. Fotogrametria. Curitiba: SBEE, 1998.

A Universidade. UERJ, 2023. Disponível em: <https://www.uerj.br/a-uerj/a-universidade>. Acesso em: 25 set. 2023.

BAHIA. Lei Ordinária nº 13.581, de 14 de setembro de 2016. Dispõe sobre a instalação de um sistema de reaproveitamento da água da chuva nas unidades habitacionais construídas pelo Governo do Estado da Bahia, na forma que indica. Salvador, 14 set. 2016. Disponível em: <http://www.legislabahia.ba.gov.br/documentos/lei-no-13581-de-14-de-setembro-de-2016>. Acesso em: 14 abr. 2022.

BAHIENSE, J. M. Avaliação de Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana Baseadas no Conceito de Desenvolvimento de Baixo Impacto, com o Apoio de Modelagem Matemática. 2013. 144 p. Dissertação (Mestrado) - Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2013

BAPTISTA, M. B.; NASCIMENTO, N. de O.; BARRAUD, S. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana. 2. ed. rev. Porto Alegre: ABRH, 2011. 318 p.

BRASIL. Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997. Institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, cria o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos, regulamenta o inciso XIX do art. 21 da Constituição Federal, e altera o art. 1º da Lei nº 8.001, de 13 de março de 1990, que modificou a Lei nº 7.990, de 28 de dezembro de 1989. Brasília, 9 jan 1997.

BRASIL. Lei nº 13.308, de 6 de julho de 2016. Altera a Lei no 11.445, de 5 de janeiro de 2007, que estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico, determinando a manutenção preventiva das redes de drenagem pluvial. Diário Oficial da União. Brasília, DF, 7 jul. 2016. Seção 1, p. 1.

CANHOLI, A. P. Drenagem urbana e controle de enchentes. 2ª edição ampliada e atualizada. Editora Oficina de Textos. São Paulo. 2014.

CASTRO, A. S. et al. Avaliação da Evolução do Comportamento Quantitativo de Pavimentos Permeáveis no Controle do Escoamento Superficial. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v.18, n.1, p. 263-273, 2013.

CEARÁ. Lei nº 16.033, de 20 de junho de 2016. Dispõe sobre a política de reúso de água não potável no âmbito do Estado do Ceará. Fortaleza, 22 jun. 2016. Disponível em: <https://www2.al.ce.gov.br/legislativo/legislacao5/leis2016/16033.htm>. Acesso em: 14 abr. 2022.

CENTURION, F.J.; CARDOSO J.P.; NATALI, W. Efeitos de formas de manejo em algumas propriedades físicas e químicas de um Latossolo Vermelho em diferentes agroecossistemas. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, v.5, n2, p.254-258, 2001.

CIRIA – CONSTRUCTION INDUSTRY RESEARCH AND INFORMATION ASSOCIATION. Control of Risk. A guide to the systematic management of risk from construction. 1996.

CIULLO, A., VIGLIONE, A., CASTELLARIN, A., CRISCI, M., & DI BALDASSARRE, G. (2017). Sociohydrological modelling of flood-risk dynamics: comparing the resilience of green and technological systems. Hydrological sciences journal, 62(6), 880–891.

CORDERO, A.; LEON, A. T.; MEDEIROS, P. A. Medidas de Controle de Cheias e Erosões. Revista de Estudos Ambientais, Blumenau, 1999.

COSTA JUNIOR, L. L. da; BARBASSA, A. Parâmetros de projeto de micro reservatório, de pavimentos permeáveis e de previsão de enchentes urbanas. Rio de Janeiro: Engenharia Sanitaria e Ambiental v.11, n.1, 2006.

CRUZ, M. A. S.; SOUZA, C. F.; TUCCI, C. E. M. Controle da drenagem urbana no Brasil: avanços e mecanismos para sua sustentabilidade. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 17, 2007, São Paulo. Anais... Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2007. 18 p.

DIAS, A. P.; ROSSO, T. C. A. - Os Impactos das Interconexões Entre os Sistemas De Esgotamento Sanitário e de Drenagem Pluvial Sobre as Coleções Hídricas da Cidade do Rio de Janeiro. XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Campo Grande - MS, 2009.

ESPIRITO SANTO. Lei Ordinária nº 10.624, de 12 de janeiro de 2017. Obriga a instalação de sistema e de equipamentos para captação, tratamento e armazenamento de água da chuva em postos de serviços e abastecimento de veículos e assemelhados no Estado, e dá outras providências. Vitória, 12 jan. 2017. Disponível em: <http://www3.al.es.gov.br/Arquivo/Documents/legislacao/html/LEI106242017.html>. Acesso em: 14 abr. 2022.

FLETCHER, T. D. *et al.* (2015) SUDS, LID, BMPs, WSUD and more – The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. *Urban Water Journal*, v. 12, n. 7, p. 525–542, 2015.

FORTUNATO, B. Q. *et al.* (2019) - Levantamento topográfico do campus UERJ Maracanã para regularização patrimonial, *R. bras. Geom.*, Curitiba, v. 7, n. 2, p. 115-129, abr/jun. 2019.

GROUP RAINDROPS. Aproveitamento da água da chuva. KOBİYAMA *et al.* Curitiba-PR, Organic Trading, 196 p. 2002.

HALL, M.J. *Urban Hydrology*. Belfast: The Universities Press, Elsevier Applied Science Publishers Ltd, 1984. 299p.

HUSSAIN, M.; IMITIYAZ, I. - Urbanization concepts, dimensions and factors. *International Journal of Recent Scientific Research*, 23513-23523, 2018.

IBGE. Panorama Censo Demográfico, 2022.

LOURENÇO, R. *Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentáveis*. (2014). 164f. Dissertação(Mestrado em Engenharia Civil) - Instituto Politécnico de Coimbra.

MA, S.; LYU, S.; ZHANG, Y. Weighted clustering-based risk assessment on urban rainstorm and flood disaster. *Urban Climate*, v. 39, set/2021, e.100974.

MACEDO, M. B.; LAGO, C. A. F.; MEDIONDO, E. M.; SOUZA, V. C. B. Performance de dispositivos experimentais de biorretenção: comparação entre escala de laboratório e de campo a partir de experimentos controlados. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 23, e3, 2018.

MACHADO, O. J; POLEZA, M. M. Medidas estruturais e não estruturais implementadas para minimizar impactos com as inundações no município de Taió. UNIDAVI - Centro Universitário do Alto Vale do Itajaí, 2017.

MANO, R. S. Captação residencial de água da chuva para fins não potáveis em Porto Alegre: aspectos básicos da viabilidade técnica e benefícios do sistema, Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. Porto Alegre: 2004.

MATO GROSSO. Lei nº 9.674, de 19 de dezembro de 2011. Autoriza o Poder Executivo a criar mecanismos de incentivo e captação da água de chuva e dá outras providências. Cuiabá, 19 dez. 2011. Disponível em: <https://www.al.mt.gov.br/storage/webdisco/leis/lei-9674-2011.pdf>.

Acesso em: 15 abr. 2019. MATO GROSSO. Lei nº 10.799, de 15 de abril de 2019. Dispõe sobre a instalação de sistemas de conservação e uso racional da água nos edifícios públicos do Estado de Mato Grosso. Cuiabá, 9 jan. 2019. Disponível em: <https://www.al.mt.gov.br/storage/webdisco/leis/lei-10799-2019.pdf>. Acesso em: 15 abr. 2022.

MATO GROSSO DO SUL. Lei nº 4.699, de 20 de julho de 2015. Institui a Campanha de Conscientização da Utilização da Água no âmbito do Estado de Mato Grosso do Sul. Campo Grande, 20 jul. 2015. <http://aacpdappls.net.ms.gov.br/appls/legislacao/secoge/govato.nsf/1b758e65922af3e904256b220050342a/5262d9a697de388304257e89004d70ae?OpenDocument>.

MENDONÇA, F. N. Detecção de linhas de plantio da cana de açúcar por meio de veículo aéreo não tripulado. 2019. 63 p Dissertação (Curso de Agronomia) - Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, Botucatu, 2019.

MELO, T. A. T.; COUTINHO, A. P.; SANTOS, J. B. F. dos; CABRAL, J. J. C. P.; ANTONINO, A. C. D.; LASSABATERE, L. Trincheira de infiltração como técnica compensatória no manejo de águas pluviais urbanas. *Ambiente Construído*, v. 16, n. 3, p. 53-72, Porto Alegre, 2016.

MIGUEZ, M. G. VERÓL, A. P., REZENDE, O. M. Drenagem Urbana: do projeto tradicional à sustentabilidade. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier Editora, 2016. 366 p.

NUNES, D. M. Gestão das Águas Pluviais Urbanas e Elementos da Infraestrutura Verde: Estudo de Caso da Bacia Hidrográfica do Rio Morto, Rio de Janeiro. 2017. 168f. Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

NUNES, D. M; ALVAREZ, M. G. L.; OHNUMA JR, A.A; PIMENTEL DA SILVA, L. Aplicação de técnicas compensatórias no controle dos escoamentos superficiais: estudo de caso em loteamento residencial em Jacarepaguá, Rio de Janeiro. *Revista Internacional de Ciências*, v. 07, n. 01, p. 3 - 21, 2017.

NUNES, E. D.; ROSA, L. E. Compactação e impermeabilização do solo e implicações nos canais fluviais urbanos. *Mercator*, Fortaleza, v.19, e19023, 2020.

OHNUMA JR, A. A. Medidas não-convencionais de reservação d'água e controle da poluição em lotes domiciliares. 2008. 331 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

OTTONI, A. B.; MATTOS, F. C. C. S.; OTTONI, M. L. de S. O. Análise Crítica da Obra do Reservatório de Amortecimento (“Piscinão”) da Praça Niterói, Rio de Janeiro - RJ e Proposição de Soluções com Sustentabilidade Ambiental para o Controle das Inundações na Região. *Revista Científica ANAP Brasil* - v. 11, n. 23, p. 108-122, 2018.

PACHECO, Pacheco R. da Costa *et al.* (2017). “A view of the legislative scenario for rainwater harvesting in Brazil”. *Journal of Cleaner Production*, 141, pp. 290-294.

PARAÍBA. Lei nº 9.130, de 27 de maio de 2010. Cria o Programa de Conservação e Uso Racional da Água nas Edificações Públicas da Paraíba, conforme especifica e adota outras

providências. João Pessoa, 28 maio 2010. Disponível em: <https://www.legisweb.com.br/legislacao/?id=146163>. Acesso em: 14 abr. 2022.

PARANÁ. Lei nº 18.730, de 28 de março de 2016. Dispõe sobre a obrigatoriedade de instalação de cisternas em todos os estabelecimentos que especifica. Curitiba, 29 mar. 2016. Disponível em:

http://portal.alep.pr.gov.br/modules/mod_legislativo_arquivo/mod_legislativo_arquivo.php?le iCod=50566&tipo=L&tplei=0. Acesso em: 14 abr. 2022.

PERNAMBUCO. Lei nº 14.572, de 27 de dezembro de 2011. Estabelece normas para o uso racional e reaproveitamento das águas nas edificações do Estado de Pernambuco e dá outras providências. Recife, [2011]. Disponível em:

<http://legis.alepe.pe.gov.br/texto.aspx?tiponorma=1&numero=14572&complemento=0&ano=2011 &tipo=&url=>. Acesso em: 14 abr. 2022.

PERNAMBUCO. Lei nº 15.630, de 29 de outubro de 2015. Torna obrigatória a instalação de sistema de captação de água de chuva para tratamento e reutilização da água empregada na lavagem de veículos pelos estabelecimentos comerciais que prestem este serviço e dá outras providências. Recife, [2015]. Disponível em:

<http://legis.alepe.pe.gov.br/texto.aspx?id=16656&tipo=TEXTTOORIGINAL>. Acesso em: 14 abr. 2022.

PIAUÍ. Lei Ordinária nº 6.280, de 05 de novembro de 2012. Cria o Programa de Captação de Água de Chuva. Teresina, 05 nov. 2012. Disponível em:

http://servleg.al.pi.gov.br:9080/ALEPI/sapl_documentos/norma_juridica/1138_texto_integral.

Acesso: 14 abr. 2019. PIAUÍ. Lei nº 6.888, de 6 de outubro de 2016. Dispõe sobre a obrigatoriedade da adoção de práticas e métodos sustentáveis na construção civil e dá outras providências. Teresina, 20 out. 2016. Disponível em:

<https://www.legisweb.com.br/legislacao/?id=330094>. Acesso em: 14 abr. 2022.

PIADEH, F., BEHZADIAN, K., & ALANI, A. (2022). A critical review of real-time modelling of flood forecasting in urban drainage systems. *Journal of Hydrology*, 607, Article 127476.

RIGHETTO, A. M. Manejo de águas pluviais. Rio de Janeiro: ABES, 2009.

RIO-ÁGUAS (2019). Fundação Rio-Águas. Instruções técnicas para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamento hidráulico de sistemas de drenagem urbana. Disponível em: < <https://www.rio.rj.gov.br/dlstatic/10112/8940582/4244719/InstrucaoTecnicaREVISA01.pdf> >. Acesso em 28 de abril de 2023.

RIO DE JANEIRO. Lei nº 4.248, de 16 de dezembro de 2003. Institui o Programa de Captação de Águas Pluviais no âmbito do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 17 dez. 2003.

RIO DE JANEIRO. Lei nº 4.393, de 16 de setembro de 2004. Dispõe sobre a obrigatoriedade das empresas projetistas e de construção civil a prover os imóveis residenciais e comerciais de dispositivo para captação de águas da chuva e dá outras providências. Rio de Janeiro, 17 set. 2003. Disponível em:

<http://alerjln1.alerj.rj.gov.br/CONTLEI.NSF/bc008ecb13dcfc6e03256827006dbbf5/019d11e38526336083256f120063f8af?OpenDocument>. Acesso em: 14 abr. 2022.

RIO GRANDE DO SUL. Decreto nº 43.919, de 14 de julho de 2005. Institui Grupo de Trabalho para a promoção de estudos e medidas com a finalidade de estimular e viabilizar ações de captação e armazenamento das águas provenientes das chuvas, para utilizá-las na produção agropecuária do Estado. Porto Alegre, [2005?]. Disponível em: http://www.al.rs.gov.br/legis/M010/M0100099.ASP?Hid_Tipo=TEXT0&Hid_TodasNormas=48825&hTexto=&Hid_IDNorma=48825. Acesso em: 14 abr. 2022.

RIO GRANDE DO SUL. Lei Ordinária nº 14.270, de 19 de julho de 2013. Determina que todos os prédios do Corpo de Bombeiros, localizados no Estado do Rio Grande do Sul, mantenham sistema de captação e armazenagem de água da chuva e dá outras providências. Porto Alegre, 14 abr. 2013. RONDÔNIA. Lei Ordinária nº 2.425, de 3 de março de 2011. Dispõe sobre a obrigatoriedade de instalação de sistema de captação e uso da água de chuva em prédios públicos novos. Porto Velho, 16 mar. 2011. Disponível em: <https://www.lexml.gov.br/urn/urn:lex:br:rondonia:estadual:lei:2011-03-03;2425>. Acesso em: 14 abr. 2022.

RUSHTON, B. T. Low-impact parking lot design reduces runoff and pollutant loads. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 127, n. 3, p. 172-179, 2001.

SANEGRAPH. Manual de Instalação e Utilização do software DRENAR. 2010. Disponível em: http://www.sanegraph.com.br/dados/manual_drenar.pdf. Acesso em: 20 de ago. 2023.

SANTOS, C. L.; SOUZA, A. O.; VITAL, S. R. O.; GIRÃO; WANDERLEY, L. S. Impactos da urbanização em bacias hidrográficas: O caso da bacia do rio Jaguaribe, cidade de João Pessoa/PB. *Revista de Geociências do Nordeste*, v. 2, p. 1024-1033, 2016.

SÃO PAULO. Lei nº 12.526, de 2 de janeiro de 2007. Estabelece normas para a contenção de enchentes e destinação de águas pluviais. São Paulo, [2007?]. Disponível em: <https://www.al.sp.gov.br/repositorio/legislacao/lei/2007/lei-12526-02.01.2007.html>. Acesso em: 14 abr. 2022.

SENRA, J.B; BRONZATTO, L.A; VENDRUSCOLO, S. Captação de Água de Chuva no Plano Nacional de Recursos Hídricos. Água da chuva: pesquisas, políticas e desenvolvimento sustentável. In: *Anais do VI Simpósio Brasileiro de Captação e Armazenamento de Água de Chuva*, Belo Horizonte, 2007

SHAH, M. A. R., RAHMAN, A., & CHOWDHURY, S. H. (2018). Challenges for achieving sustainable flood risk management. *Journal of Flood Risk Management*, 11, S352–S358.

SILVA, L. M. Uso de aeronave não tripulada para obtenção de produtos cartográficos a fim de viabilizar soluções ambientais para o Campus UERJ – Maracanã. 2024. 70 f. Dissertação (Graduação) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2024.

SILVEIRA, A. L. L.; GOLDENFUM, J. A. Metodologia generalizada para prédimensionamento de dispositivos de controle pluvial na fonte. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 12, n. 2, p. 157-168, 2007.

SOUZA, Vladimir Caramori Borges de; MORAES, Luiz Roberto Santos; BORJA, Patrícia Campos. Déficit na drenagem urbana: buscando o entendimento e contribuindo para a definição. *Revista Eletrônica de Gestão e Tecnologias Ambientais*, v. 1, n. 2, p. 162-175, 2013.

SILVEIRA, A. L. L. Problems of Modern Urban Drainage in Developing Countries. *Water Science & Technology* v. 45 n.7, p. 31–40 © IWA Publishing, 2002.

SPONCHIADO, Éllora. Poço de infiltração e pavimento permeável como técnica compensatória de drenagem urbana de controle na fonte. Universidade Federal de Grandes Dourados. 2021.

SUGAHARA, Cibele Roberta; FERREIRA, Denise Helena Lombardo; GUEDES, Walef Pena. Sistema de drenagem e planejamento urbano da cidade de Campinas/SP. *Gerenciamento de Cidades*, v. 10, n. 75, p. 87-96, 2022.

TASSI, R.; PICCILLI, D. G. A.; BRANCHER, S. C.; ROMAN, C. A. *Ambiente Construído*, Porto Alegre, v. 16, n. 3, p. 39-52, 2016

TOCANTINS. Lei nº 3.261, de 2 de agosto de 2017. Estabelece a Política Estadual de Captação, Armazenamento e Aproveitamento de Águas Pluviais e define normas gerais para sua promoção. Palmas, [2017]. Disponível em: <http://www.al.to.leg.br/legislacaoEstadual>. Acesso em: 14 abr. 2022.

TAVANTI, D. R. Desenvolvimento Urbano de Baixo Impacto aplicado ao processo de planejamento urbano. 2009. 151 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) – Departamento/ de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP, 2009

TAVARES, L. C., ALMEIDA, I. R. DE., BRAVO, J. M., WARTCHOW, D. (2019) - Incentivos legais ao aproveitamento de água de chuva no brasil - XXIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos (ISSN 2318-0358).

TEIXEIRA, N. N; ARAUJO, A. V. S. Gestão municipal de drenagem e manejo de águas pluviais: avaliação dos impactos decorrentes da urbanização na Cidade Nova, Ilhéus-BA. *Revista Gestão e Secretariado*. São Paulo, v. 14, n.6, p. 9968-9997, 2023.

TOMAZ, P. Aproveitamento de água de chuva para áreas urbanas e fins não potáveis. São Paulo: Navegar, 2003. 180p

TUCCI, C. E. M. (2002). *Hidrologia: Ciência e Aplicação*. UFRGS/ABRH Porto Alegre- RS, 943 p.

TUCCI, C. E. M. Regulamentação da drenagem urbana no Brasil. *Revista de Gestão de Água da América Latina – REGA*, Porto Alegre, v. 13, n. 1, p. 29 - 42, Jan/Jun 2016.

TUCCI, C. E. M.; MARQUES, D. da M. *Avaliação e Controle da Drenagem Urbana*. Porto Alegre: Editora da Universidade / UFRGS, 2000.

TUCCI, C. E. M. Gerenciamento da drenagem urbana. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 7, n.1, jan/mar, p. 5-27. 2002.

TUCCI, C. E. M.; HESPANHOL, I; CORDEIRO NETTO, O.M. *Gestão da água no Brasil*. Brasília: UNESCO, 2001.

TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L.; BARROS, M. T. (org.) Drenagem Urbana. 1ª Ed. Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade, 1995.

VASCONCELLOS, C. F. Estudo dos jardins de chuva como ferramenta de adaptação urbana às mudanças climáticas: parâmetros para dimensionamento e projeto na cidade de Niterói, 2022. 80 p. Dissertação (graduação). Faculdade de Engenharia da Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

VELOSO, N. S. L.; MENDES, R. L. R. ASPECTOS LEGAIS DO USO DA ÁGUA DA CHUVA NO BRASIL E A GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS: NOTAS TEÓRICAS. XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2013.

ZAHED FILHO, K.; MARTINS, J. R. S., PORTO, M. F. A.; CUCIO, M. S. Coleção Águas Urbanas. Fascículo 3: Inundações Urbanas. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, PHA2537 – Água em Ambientes Urbanos, 2012.

ANEXO – Levantamento de material e serviço para execução da rede de microdrenagem

Descrição	Unidade	Quantidade
Tubulação de material Concreto DN 400	m	624,00
Tubulação de material Concreto DN 500	m	51,00
Tubulação de material Concreto DN 600	m	252,00
Tubulação de material Concreto DN 800	m	106,00
Poço de Visita Tipo 01 de 0.00 a 1.50m	un	15,00
Poço de Visita Tipo 02 de 0.00 a 1.50m	un	10,00
Poço de Visita Tipo 02 de 1.51 a 3.00m	un	6,00
Poço de Visita Tipo 02 de 3.01 a 4.50m	un	1,00
Poço de Visita Tipo 02 de 4.51 a 6.00m	un	1,00
Poço de Visita Tipo 03 de 0.00 a 1.50m	un	3,00
Poço de Visita Tipo 03 de 1.51 a 3.00m	un	7,00
Poço de Visita Tipo 03 de 3.01 a 4.50m	un	3,00
Poço de Visita Tipo 03 de 4.51 a 6.00m	un	2,00
Poço de Visita Tipo 03 de 6.01 a 99.00m	un	1,00
Locação e Nivelamento Para Assentamento de Tubos	m	1033,00
Cadastro Técnico da Obra de Rede de Esgotos	m	1033,00
Volume de escavação na rede de 0.00 a 1.50 m	m³	1244,31
Volume de escavação na rede de 1.51 a 3.00 m	m³	471,75
Volume de escavação na rede de 3.01 a 4.50 m	m³	128,01
Volume de escavação na rede de 4.51 a 6.00 m	m³	10,00
Volume de escavação nos PVs de 0.00 a 1.50 m	m³	201,73
Volume de escavação nos PVs de 1.51 a 3.00 m	m³	105,05
Volume de escavação nos PVs de 3.01 a 4.50 m	m³	46,71
Volume de escavação nos PVs de 4.51 a 6.00 m	m³	18,61
Escoramento por Pontaleteamento - Prof. acima de 1.30 m	m²	4098,86
Área de Escoramento nos PVs - acima de 1.30 m	m²	2394,74
Volume de Bota-fora das Valas - com empolamento	m³	1110,07
Volume de Bota-fora dos PVs - com empolamento	m³	226,93
Volume de Regularização Fundo de Valas	m³	115,00
Volume de Aterro com Areia	m³	362,03
Volume de Reaterro Adensamento Hidráulico	m³	278,91
Volume de Aterro com Pó de Pedra	m³	247,92
Volume Total de Reaterro Apilado de Valas	m³	1329,67
Área de Reposição de Pavimentação - Asfalto	m²	1239,60
Metragem Geral de Construção de Sarjetas	m	1696,00
Tubos de Ligação - material Concreto DN 400	m	458,10
Escavação Tubos de Ligação - Prof. ate 1.5 m	m³	526,46

Área de Escoramento Tubos de Ligação - acima de 1.3 m	m ²	4274,64
Volume de Bota-fora Tubos de Ligação - com empolamento	m ³	476,42
Volume de Regularização Fundo Tubos de Ligação	m ³	45,81
Volume de Aterro com Areia - Tubos de Ligação	m ³	171,48
Reaterro Adensamento Hidráulico - Tubos de Ligação	m ³	137,43
Volume de Aterro com Pó de Pedra - Tubos de Ligação	m ³	109,94
Volume Total de Reaterro Apilado - Tubos de Ligação	m ³	159,98
Reposição Pavimentação - Tubos de Ligação - Asfalto	m ²	549,72
Boca de Lobo Geral	un	82,00