

**PRÉ-PROJETO DE UM WETLAND
CONSTRUÍDO DE ESCOAMENTO
SUPERFICIAL COMO ESTRUTURA DE
DRENAGEM URBANA SUSTENTÁVEL**

Rafaela del Rosario Beretta Lopez

2018/1

RAFAELA DEL ROSARIO BERETTA LOPEZ

**PRÉ-PROJETO DE UM WETLAND CONSTRUÍDO DE
ESCOAMENTO SUPERFICIAL COMO ESTRUTURA DE
DRENAGEM URBANA SUSTENTÁVEL**

Trabalho submetido à Banca Examinadora como parte dos requisitos para Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental.

Orientador: Prof. Dra. Patrícia Kazue Uda

FLORIANÓPOLIS
2018

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor, através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Lopez, Rafaela del Rosario Beretta
PRÉ-PROJETO DE UM WETLAND CONSTRUÍDO DE
ESCOAMENTO SUPERFICIAL COMO ESTRUTURA DE DRENAGEM
URBANA SUSTENTÁVEL / Rafaela del Rosario Beretta
Lopez ; orientador, Patrícia Kazue Uda , 2018.
116 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro
Tecnológico, Graduação em Engenharia Sanitária e
Ambiental, Florianópolis, 2018.

Inclui referências.

1. Engenharia Sanitária e Ambiental. 2. Drenagem
urbana. 3. Wetland construído . 4. Rios urbanos. 5.
Técnicas compensatórias . I. , Patrícia Kazue Uda.
II. Universidade Federal de Santa Catarina.
Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental. III.
Titulo.


UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA SANITÁRIA E
AMBIENTAL

**PRÉ-PROJETO DE UM WETLAND CONSTRUÍDO DE
FLUXO SUPERFICIAL COMO ESTRUTURA DE DRENAGEM
URBANA SUSTENTÁVEL.**


RAFAELA DEL ROSARIO BERETTA LOPEZ

Trabalho apresentado à Universidade Federal de
Santa Catarina para a Conclusão do Curso de Gra-
duação em Engenharia Sanitária e Ambiental.


BANCA EXAMINADORA:



Prof. Dra. Patrícia Kazue Uda
(Orientadora)



Eng.ª. MSc. Fabiane Andressa Tasca
(Membro da Banca)



Prof. Dr. Pablo Heleno Sezerino
(Membro da Banca)

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que participaram deste ciclo acadêmico que se encerra. A todos os professores e colegas que tive a oportunidade de conhecer, vocês contribuíram na minha formação profissional e pessoal.

À minha orientadora, Patrícia Uda Kazue, por sua dedicação, paciência e pelas palavras amigas. Por exercer de forma tão humana o papel de educadora, sendo, para mim, um exemplo de profissional.

À minha família, que sempre esteve ao meu lado, apoiando minhas decisões. À minha irmã, Ana Gabriela, que sempre foi um exemplo para mim, ao meu pai, José Luís, que despertou em mim a curiosidade pela engenharia e à minha mãe, Graziela, por todo amor dedicado durante todos esses anos.

À minha avó, Iolanda, que de certa forma sempre esteve presente em minha trajetória. As minhas tias, Giseli, Cristina e Rose, que sempre estiveram presentes e participaram da minha formação. Ao Fabricio e Talita pela ajuda na tradução deste trabalho.

Ao meu companheiro, Felipe, pelo apoio, compreensão e paciência durante o período de realização deste trabalho, e, por todo o carinho nesses anos juntos.

Aos membros da banca examinadora, Prof. Pablo Sezerino e Eng. Fabiane Tasca, por aceitarem o convite.

Ao professor Benny Rousso, que me orientou no início do trabalho e que, infelizmente, não pode me acompanhar até o final. Mas, sua contribuição foi muito valiosa para este trabalho e para mim.

À Prof.^a Alexandra Finotti do Laboratório de Hidráulica (UFSC) e ao Prof. Adrien Wanko do Laboratório Icube (ENGEES/ Strasbourg), que contribuíram durante a minha formação acadêmica nesta linha de pesquisa, que por fim culminou neste trabalho.

Aos bolsistas do NEA, Luca e Isadora, que me ajudaram e auxiliaram em partes do trabalho.

Aos colegas de trabalho da CASAN, que me disponibilizaram informações e me ajudaram na pesquisa de campo.

A todos vocês, muito OBRIGADA!

RESUMO

As cidades brasileiras se desenvolveram entorno de rios, modificando seu ciclo hidrológico, sua paisagem natural e a qualidade da água desses ambientes. Atualmente, as ligações clandestinas de esgoto e o acúmulo de resíduos sólidos nas redes de drenagem urbana são umas das principais causas da poluição dos rios urbanos. A situação dos córregos dentro do Campus Reitor João David Ferreira Lima da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) se enquadra neste cenário, estando em desacordo com normativas ambientais, como o CONAMA 357/2005. O presente trabalho teve como objetivo a elaboração de um pré-projeto de *Wetland* construído para demonstrar viabilidade desta solução como instrumento de revitalização do córrego urbano da Serrinha, dentro do campus universitário da UFSC, que se encontra com elevada carga de poluentes e de sedimentos. Portanto, buscou-se uma solução que consiga melhorar a qualidade do córrego assim como, amortecer os picos de vazão, reduzindo os riscos de enchentes. Para reduzir os riscos de inundação, foi determinado que o sistema seria projetado para armazenar o volume produzido por uma chuva com tempo de retorno de 5 anos. Por meio do método das chuvas, chegou-se ao resultado de um volume de 4.242m³. Em contrapartida, para garantir a eficiência de remoção de poluentes, foi calculado um volume de armazenamento baseado no tempo de detenção hidráulico suficiente para ocorrer as reações biológicas e físicas no *Wetland*. Com base em características locais da área de estudo e no dimensionamento do volume de armazenamento, concluiu-se que o sistema *online* seria a solução mais adequada. Além do *Wetland* construído foi proposta a inclusão de uma bacia de sedimentação a montante, cujo o volume total do sistema é de 4.157 m³, um valor muito próximo do esperado.

PALAVRAS-CHAVE: rios urbanos, revitalização, *Wetland* construído.

ABSTRACT

Brazilian cities have developed around rivers, modifying their hydrological cycle, their natural landscape and the water quality of these environments. Currently, clandestine sewage connections and the accumulation of solid waste in urban stormwater networks are one of the main causes of urban river pollution. The situation of streams within the Reitor João David Ferreira Lima Campus of the Federal University of Santa Catarina (UFSC) fits this scenario, being at odds with environmental regulations, such as CONAMA 357/2005. The objective of this work was to prepare a Wetland pre-project to demonstrate the viability of this solution as a tool for the revitalization of the Serrinha urban stream, within the university campus of UFSC, which has a high pollutant and sediment load. Therefore, a solution was sought that could improve the quality of the stream as well as cushion the flow peaks, reducing the risks of floods. To reduce the risks of flooding, it was determined that the system would be designed to store the volume produced by a rainfall with a return time of 5 years. By means of the rainfall method, the result was a volume of 4.242m³. In return, in order to ensure pollutant removal efficiency, a storage volume based on sufficient hydraulic holding time was calculated for biological and physical reactions in the Wetland. Based on local characteristics of the study area and the size of the storage volume, it was concluded that the online system would be the most adequate solution. In addition to the built Wetland it was proposed the inclusion of an upstream sedimentation basin, whose total system volume is 4,157 m³, a value very close to what was expected.

KEY WORDS: urban rivers, revitalization, constructed Wetland.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Hidrograma de vazão por tempo associado a um polutograma.	27
Figura 2: Esquema do ciclo de contaminação dos rios urbanos.	28
Figura 3: Alteração do hidrograma em relação ao aumento da urbanização.	30
Figura 4: Características dos leitos do rio.	31
Figura 5: Resposta da geometria dos leitos do rio devido a urbanização.	32
Figura 6: Esquema de Wetland construído de fluxo superficial.	35
Figura 7: Esquema de Wetland construído de fluxo subsuperficial.	36
Figura 8: Tipos de tratamento de <i>Wetlands</i> construídos.	36
Figura 9: Macrófitas flutuantes.	40
Figura 10: Macrófitas emergentes.	41
Figura 11: Macrófitas submersas.	41
Figura 12: Macrófitas folheadas flutuantes.	42
Figura 13: Ilustração de sistemas Online e Offline.	44
Figura 14: Exemplo de estrutura para retenção de resíduos grosseiros no rio Yarra em Melbourne.	46
Figura 15: Vazões de saída para estruturas usuais de descarga.	51
Figura 16: Curvas de Precipitação-Duração-Frequência.	54
Figura 17: Sobreposição da curva PD para o período de retorno escolhido (T) e a curva de evacuação.	55
Figura 18: Curva das alturas acumuladas em um ano.	56
Figura 19: Curvas que permitem a determinação da altura específica. .	57
Figura 20: Esquema da metodologia.	58
Figura 21: Mapa de localização da área de estudo.	60

Figura 22: Ligações de esgoto no córrego (17/05/2018).....	62
Figura 23: Poços de visita da rede de esgoto instalados próximos ao córrego e ligações de drenagem que desembocam no canal (17/05/2018).	63
Figura 24: Descarte inadequado dos resíduos sólidos (17/05/2018)....	64
Figura 25: Situação precária dos córregos da Serrinha (17/05/2018)..	65
Figura 26: Área entorno do córrego (17/05/2018).	65
Figura 27: Imagens do córrego da Serrinha do dia 18/05/2018 no exutório na bacia.	66
Figura 28: Imagens do córrego da Serrinha dentro do Campus Universitário no dia 18/05/2018.	67
Figura 29: Mapa de declividade da área de estudo.	69
Figura 30: Mapa de uso e ocupação do solo da área de estudo.....	70
Figura 31: Dimensões do canal.....	71
Figura 32: IQA das campanhas de coleta para o córrego da Serrinha. .	73
Figura 33: Tabela com os IQAs para os diferentes pontos de análises que foram realizados no rio do Meio e seus afluentes.....	74
Figura 34: Gráfico da série histórica das precipitações diárias registradas entre o ano de 2001 a 2018.	76
Figura 35: Foto do córrego da UFSC no dia 23 de janeiro de 2018.....	77
Figura 36: Imagens de inundações do córregos da UFSC em março de 2010.	77
Figura 37: Gráfico das precipitações médias mensais entre o ano de 2001 a 2018.....	78
Figura 38: Curvas IDF de Florianópolis para os períodos de retorno de 2 e 5 anos.	84
Figura 39: Gráfico das alturas precipitadas em função do tempo para obtenção do volume estocado.	86
Figura 40: Curva do tempo de funcionamento da estrutura.	87
Figura 41: Imagem do exutório e das margens do córrego.	88

Figura 42: Imagens das áreas onde pretende-se instalar o Wetland construído.....	89
Figura 43: Componentes de uma lagoa de sedimentação.	94
Figura 44: Mapa de localização do <i>Wetland</i> e da bacia de sedimentação.	97
Figura 45: Desenho técnico da planta baixa e corte de longitudinal da estrutura proposta.	98
Figura 46: Corte transversal do <i>Wetland</i> construído.	99
Figura 47: Corte longitudinal e vista frontal da estrutura de saída.....	100
Figura 48: Detalhe da bacia de sedimentação.	101
Figura 49: Desenho representativo da área recreativa entorno no <i>Wetland</i>	102

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 : Resumo dos tipos de Wetlands construídos de acordo com o tipo de escoamento hidráulico e suas respectivas características.	37
Tabela 2: Tempos de retorno para diferentes ocupações.....	49
Tabela 3: Ordem de grandeza da condutividade hidráulica em diferentes solos.	50
Tabela 4: Coeficiente de escoamento superficial.	53
Tabela 5: Relação da área em (m ²) e (%) com o uso e ocupação do solo da área de estudo.	68
Tabela 6 : Classificação das categorias de IQA.	72
Tabela 7: Comparação da eficiência de remoção de poluentes (%) com tempo de detenção hidráulico de 12 e 24h.	82
Tabela 8: Tabela com vazões de nível baixo.....	83
Tabela 9: Eficiência de remoção esperada de alguns parâmetros de qualidade da água baseados na literatura.....	103
Tabela 10: Comparação da qualidade da água do córrego com a CONAMA 357/2005.....	104
Tabela 11: Quadro resumo das dimensões da unidades propostas.....	105

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

WC – *Wetland* Construído

UFSC – Universidade Federal de Santa Catarina

PRAD – Projeto de Recuperação de Áreas Degradadas

TR – Tempo de Retorno

IQA – Índice de Qualidade da Água

TDH – Tempo de Detenção Hidráulico

SNIS – Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	23
2. OBJETIVOS	25
2.1. Objetivo Principal	25
2.2. Objetivos Específicos.....	25
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	26
3.1. Córregos Urbanos	26
3.2. <i>Wetlands</i> construídos	33
3.2.1. Processos de funcionamento de um <i>Wetland</i> construído	37
3.2.1.1.Hidráulico.....	38
3.2.1.2.Processos biológicos	38
3.2.1.3.Processos físicos	39
3.2.1.4.Macrófitas	39
3.2.2. Condições operacionais para o dimensionamento de um <i>Wetland</i>	42
3.3. Conceitos hidrológicos para o dimensionamento do <i>Wetland</i>	47
3.4. Métodos de dimensionamento.....	52
3.4.1. Método das chuvas.....	53
3.4.2. Método dos volumes	56
4. METODOLOGIA	57
4.1. Organização das etapas metodológicas	57
4.2. Materiais.....	59
4.3. Caracterização da área de estudo	59
4.3.1. Qualidade da água do Córrego da Serrinha.....	71
4.3.2. Comportamento pluviométrico	74
4.4. Dimensionamento das estruturas.....	78

4.4.1. Escolha do tempo de retorno.....	78
4.4.2. Dimensionamento da bacia de sedimentação.....	79
4.4.3. Dimensionamento do Wetland construído.....	79
4.4.3.1.Vazão de saída	80
4.4.3.2.Volume de armazenamento.....	81
5. RESULTADOS	83
5.1. Determinação do volume de armazenamento para chuva de projeto	83
5.2. Determinação do volume de armazenamento para vazões baixas	87
5.3. Localização da estrutura	87
5.4. Configuração do Wetland construído	90
5.5. Estrutura de saída.....	92
5.6. Configuração da Bacia de Sedimentação.....	92
5.7. Zona de Macrófitas	94
5.8. Layout da estrutura proposta.....	95
5.9. Eficiência de remoção de poluentes.....	103
5.10. Resumo	105
6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	106
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	109

1. INTRODUÇÃO

A ocupação urbana brasileira é caracterizada pelo crescimento desordenado e pela ausência de planejamento de grandes centros urbanos. A expansão irregular nas cidades acaba degradando áreas de preservação, como mananciais, encostas e várzea de rios, gerando impactos ambientais e prejuízos para população (TUCCI, 2002).

O estado de degradação dos rios urbanos é um retrato deste crescimento desordenado. As cidades cresceram no entorno de rios e ocuparam as suas várzeas, modificaram o seu curso natural, poluíram suas águas, tornaram-no fonte de doenças, causando enchentes e, em alguns casos, eles são ocultados da paisagem urbana.

Atualmente, umas das causas da poluição de rios urbanos são as ligações clandestinas de esgoto e resíduos sólidos das cidades, que são carregados pela rede de drenagem de água pluvial para os rios. A situação dos córregos dentro do Campus Reitor Joao David Ferreira Lima da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), em Florianópolis, se enquadra neste cenário, estando em desacordo com as normativas ambientais. Segundo o relatório conclusivo do programa de Recuperação da Qualidade das Águas dos Córregos do Campus Reitor Joao David Ferreira Lima (PRAD, 2017), grande parte dos córregos que cruzam o Campus são retificados, com paredes de pedra e o leito de concreto e não apresentam proteção da mata ciliar. O relatório também indica que os córregos se encontram poluídos, devido às fontes poluidoras dentro da UFSC e advinda de bairros a montante da universidade.

Em especial, o córrego que nasce no bairro da Serrinha, encontra-se com elevada carga de sedimentos e poluentes. Durante a pesquisa de Philippi *et al.* (2004) foi registrado que mais de 200 casas lançavam seu efluente doméstico no curso d'água. Nesta mesma pesquisa, foi diagnosticado que muitas residências, cujos moradores acreditavam estar ligados na rede de esgoto, no entanto, estavam ligados à rede de águas pluviais. Conforme os resultados das análises de qualidade da água efetuados pelo PRAD (2017) e por estudos de campo realizados na comunidade da Serrinha, foi diagnosticado, que a situação descrita por Philippi *et al.* (2004) ainda se mantém.

Devido ao grau de poluição deste córrego e a sua importância, como sendo um dos principais rios poluidores da Bacia do Rio do Meio, que por sua vez, é um importante afluente da Bacia do Rio Itacorubi, este trabalho propõe uma alternativa para melhoria da qualidade da água deste córrego.

Tendo em vista que as técnicas compensatórias de drenagem urbana visam a redução da carga de poluição das águas superficiais, a recuperação e a preservação do meio ambiente, conclui-se que as técnicas compensatórias seriam uma alternativa que se adequam as necessidades propostas por este projeto. Dentre estas técnicas têm-se os *Wetlands* construídos ou também chamados de banhados artificiais, que são estruturas amplamente utilizadas para o tratamento de águas superficiais em países como Estados Unidos, Austrália e França. Esta técnica possui a vantagem que além de tratar o efluente que chega ao sistema, também, possui uma capacidade de armazenamento, conseguindo reduzir os picos de vazão. Ademais, após a sua implantação, este sistema exige pouca manutenção e o *Wetland*, semelhante a uma lagoa natural, integra-se com o ambiente, caracterizando-se também como uma obra paisagística.

Assim, a proposição deste trabalho é a elaboração de um pré-projeto de *Wetland* construído como uma alternativa para a revitalização do Córrego da Serrinha, através da remoção da matéria orgânica, sedimentos e amenização dos picos de cheias.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo Principal

Elaborar um pré-projeto de *wetland* construído com a intenção de demonstrar a viabilidade desta solução como instrumento de revitalização do córrego urbano da Serrinha, localizado no município de Florianópolis, que se encontra com elevada carga de poluentes e de sedimentos.

2.2. Objetivos Específicos

São objetivos específicos deste trabalho:

- a) Caracterizar aspectos hidrológicos e de qualidade da água do córrego da Serrinha;
- b) Dimensionar sistema de *wetland* construído necessário para adequar a qualidade da água do córrego da Serrinha para sua classe de uso;
- c) Analisar áreas disponíveis para instalação do sistema e sua viabilidade de implantação.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. Córregos Urbanos

Segundo Tucci (2002) o crescimento populacional nas cidades brasileiras é caracterizado pela expansão irregular do espaço urbano. Este crescimento urbano ocorre, principalmente, nas periferias das cidades, e, em sua maioria, não se encontra em conformidade com o Plano Diretor, tendo como consequência a ocupação de áreas públicas. O crescimento desenfreado das cidades acaba invadindo áreas de preservação, como mananciais, encostas e várzeas de rios, gerando impactos ambientais negativos e prejuízos para a população. Tais impactos podem ser listados como: poluição dos rios e mananciais, enchentes, inundações, deslizamentos de terra e proliferação de doenças.

Historicamente, os rios urbanos foram subjugados ao desenvolvimento das cidades, sendo utilizados para fins de abastecimento público ou lançamento de águas servidas. Quando as condições sanitárias do rio se tornavam extremas ou quando o espaço ocupado pelos rios nos ambientes urbanos tornava-se um fator de limitação para os avanços das cidades, os rios urbanos eram ocultados da percepção pública. Assim, obras como canalizações foram realizadas para suprimir os rios da paisagem urbana e, ao mesmo tempo, transferir os problemas de enchentes e poluição, para outras regiões dos municípios (GARCIAS; AFONSO, 2013).

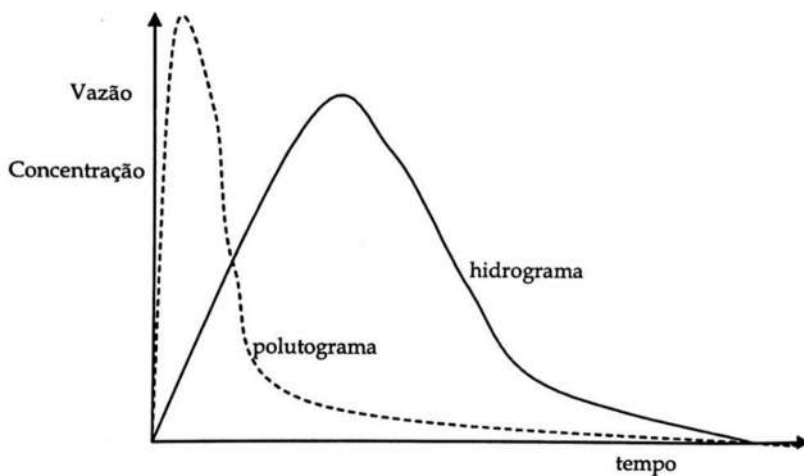
Esta forma de pensar em drenagem urbana é conhecida como o movimento higienista. Motivados pela ocorrência de epidemias, principalmente de cólera, no século XIX, o movimento higienista tomou força. Devido a esse movimento, as grandes cidades europeias começaram a construir grandes redes subterrâneas unitárias de esgoto. Essas redes conduziam as águas contaminadas, tanto de águas servidas quanto de drenagem pluvial, para o mais longe possível de onde eram produzidas nas cidades. No Brasil, não demorou para esse movimento chegar. Devido à intensidade das chuvas tropicais, os sistemas unitários não eram adequados. Por isso, no início do século XX, nas cidades brasileiras foi estabelecido que as galerias pluviais deveriam ser separadas do esgoto doméstico (SILVEIRA, 2000).

Durante o século XX, o conceito higienista manteve-se predominante. Na década de 60, os países desenvolvidos questionavam este método, devido às suas limitações ambientais entre cidades e o ciclo hidrológico. Assim, nascia o conceito ambiental aplicado à drenagem urbana,

motivado pela necessidade de melhoria da qualidade e quantidade dos recursos hídricos (TUCCI & GENZ, 1995 *apud* SILVEIRA, 2000). Novas técnicas foram incluídas aos sistemas de drenagem urbana, tais como obras de retenção e amortecimento de cheias, valas de infiltração, pavimentos permeáveis, reservatórios e lagoas de infiltração. Além disso, o enfoque ambiental na drenagem urbana aborda a importância do tratamento das águas pluviais, que podem ser tão poluidoras quanto o esgoto doméstico (SILVEIRA, 2000).

A qualidade da água de drenagem pluvial urbana possui grande quantidade de poluentes devido às vazões envolvidas. A carga de poluentes é mais significativa no início da precipitação, onde, nos primeiros 25 mm concentram-se 90% dos poluentes. Isso ocorre porque quando a água da chuva escoa pelas superfícies, de ruas, calçadas, telhados e etc, carrega os poluentes que foram acumulados desde a última chuva. Na Figura 1 pode ser observado o hidrograma de vazão do rio ao longo do tempo, associado a um polutograma, que mostra a variação de um poluente ao longo do tempo. Pode-se concluir que, no início da chuva, a concentração do poluente aumenta rapidamente e atinge a concentração mais alta antes do pico do hidrograma (TUCCI, 2007).

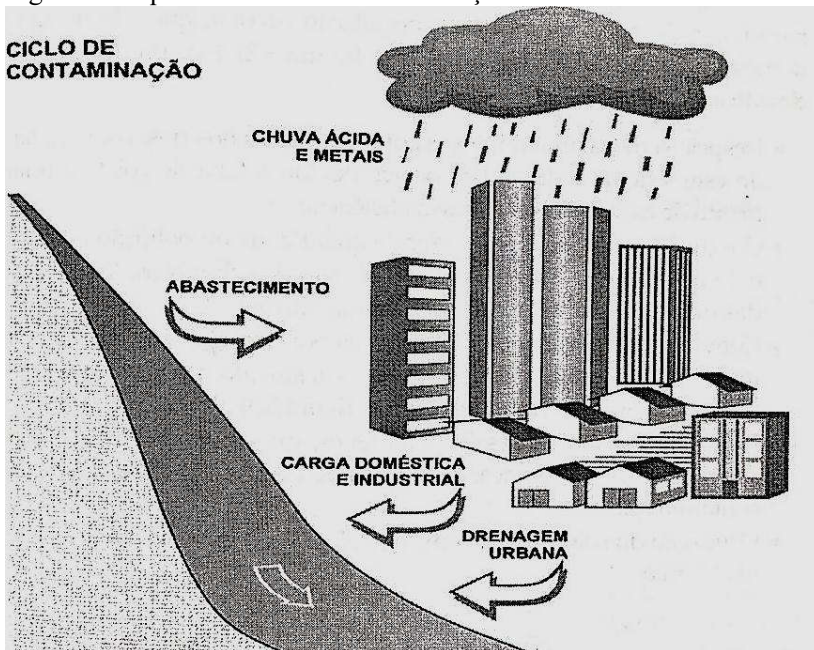
Figura 1: Hidrograma de vazão por tempo associado a um polutograma.



Fonte: Tucci (2007).

Durante o evento chuvoso a água escoo pelas superfícies da cidade levando para jusante todo o material encontrado, além do lixo e dos sedimentos. As superfícies urbanas podem ser contaminadas por materiais galvanizados, óleos de carros, produtos de oficinas mecânicas, produtos químicos, como tintas e outros. Sendo os principais poluentes encontrados nas águas de escoamento superficial são os sedimentos, nutrientes, metais pesados, matéria orgânica, hidrocarbonetos de petróleo, bactérias e vírus. A contaminação também pode ocorrer antes de a chuva chegar ao solo, pois, ao precipitar, a água carrega os poluentes aéreos, sendo o destino final, os rios (TUCCI, 2007). A Figura 2 esquematiza este ciclo de contaminação da água nas cidades, onde o destino final são os rios, que, por sua vez, podem ser utilizados para o abastecimento de água.

Figura 2: Esquema do ciclo de contaminação dos rios urbanos.



Fonte: Tucci (2007).

A água da chuva que escoo pelas cidades é a principal forma de contaminação difusa de rios urbanos, são águas pluviais que contêm alta carga de matéria orgânica e metais. Mas a poluição de rios também ocorre

por outros meios, através da má destinação dos resíduos sólidos nas cidades, falta de controle da ocupação do solo nas cidades, contaminação das águas subterrâneas por vazamento de redes esgotos ou negligência quanto às estruturas de fossas sépticas residenciais ou industriais. Assim como, a falta de coleta e de tratamento dos esgotos domésticos está diretamente ligada à qualidade da água dos rios (TUCCI, 2007).

Os índices médios de atendimento urbano de esgoto, apresentados pelo SNIS (2015), mostram que a baixa cobertura da rede de coleta e transporte de esgoto implantada no Brasil é um grave problema. Segundo o SNIS (2015) apenas Minas Gerais, São Paulo e Paraná atendem mais de 70% da população com rede coletora de esgoto. Porém, ainda existem estados que apresentam menos de 10%, como Amazonas, Pará, Amapá e Rondônia. Santa Catarina possui índice de atendimento urbano de esgoto entre 20 a 40%. Com esses dados, pode-se concluir que grande parte do esgoto brasileiro não possui um destino adequado, e que este esgoto será descartado em algum lugar, sendo um dos possíveis destinos os rios urbanos.

A contribuição do esgoto doméstico nas redes de drenagem aumenta significativamente a carga orgânica no corpo de água receptor, além da inserção de nitrogênio e fósforo na água. Esses compostos proporcionam o ambiente ideal para a eutrofização, determinando, assim, a redução de oxigênio dissolvido, que é consumido por processos de degradação da matéria orgânica (FINOTTI *et al.*, 2009).

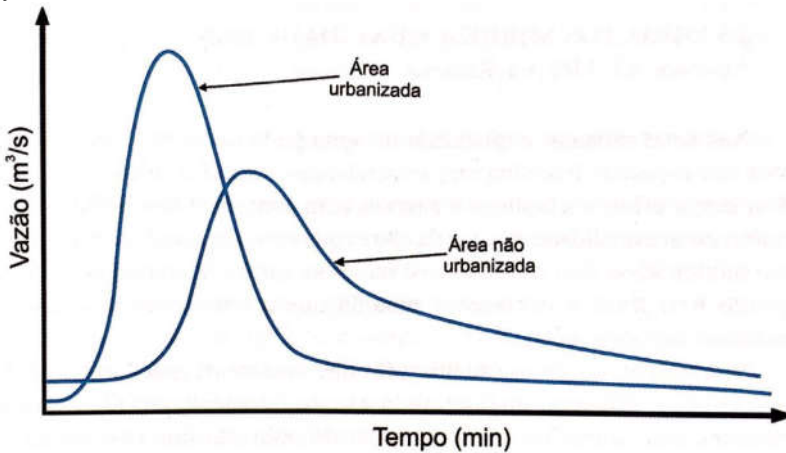
Em se tratando dos resíduos urbanos, os impactos que eles podem causar na drenagem de águas pluviais estão relacionados à obstrução dos sistemas de drenagem e, para os rios, à degradação dos ambientes aquáticos. O volume de resíduos descartado na drenagem depende da frequência e cobertura da coleta de lixo, frequência da limpeza das ruas, da reciclagem, forma de descarte do lixo pela população e da frequência de precipitações (TUCCI, 2007).

Além dos problemas qualitativos que o mau gerenciamento das águas pluviais pode causar nos rios urbanos, existem os problemas quantitativos, que estão relacionados a enchentes e inundações. Devido ao aumento da impermeabilização dos solos, causado pelo crescimento dos centros urbanos, o regime de vazões das pequenas bacias hidrográficas, localizadas nos centros, sofrem alterações significativas. A alteração mais importante é a mudança no padrão de escoamento. Em bacias hidrográficas naturais, o ciclo hidrológico consiste na precipitação que cai e é interceptada pela vegetação, outra parte infiltra nos solos, evapora e o restante escoar pela superfície. Neste cenário, o volume de escoamento superficial

é menor e são mais bem distribuídos ao longo do tempo, produzindo uma vazão mais lenta e picos de vazão de enchentes moderados. Porém, em bacias hidrográficas com solo impermeabilizado, a infiltração e a interceptação são reduzidas drasticamente. Além disso, a impermeabilização acelera o escoamento das águas pluviais para os sistemas de drenagem, que concentram esses volumes nos rios principais (FINOTTI *et al.*, 2009).

Os hidrogramas apresentados pela Figura 3 mostram os dois cenários anteriores, de uma bacia hidrográfica natural e uma urbanizada. No cenário da área urbanizada pode-se observar o aumento do pico de vazão e a diminuição do tempo de retardamento, ou seja, a resposta das variações de vazões em relação à precipitação é mais rápida.

Figura 3: Alteração do hidrograma em relação ao aumento da urbanização.



Fonte: Finotti *et al.* (2009).

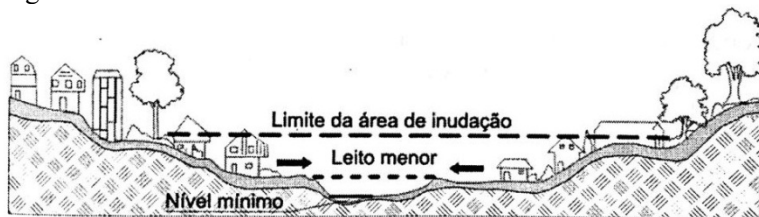
Devido à falta de proteção das superfícies urbanas, causadas pela remoção da cobertura vegetal e impermeabilização do solo, há o aumento do carreamento de sedimentos, depreciando a qualidade da água superficial e subterrânea (TUCCI, 2007). Portanto, a impermeabilização dos solos pode provocar inundações, principalmente em áreas mais baixas da cidade, e comprometer a qualidade da água dos rios e do lençol freático.

As inundações ocorrem quando o nível do rio sobe e inunda o leito maior. Este é um processo natural do ciclo hidrológico por causa da variação temporal e espacial da precipitação e de seu escoamento na bacia hidrográfica. As condições hidrológicas proporcionam subsídios para a

ocorrência das inundações, essas condições podem ser naturais ou artificiais. As condições naturais são o relevo, cobertura vegetal, tipo de precipitação, ou seja, são as características naturais da bacia que podem gerar inundações. Já as condições artificiais são aquelas provocadas pelo homem, que são a urbanização, reflorestamento, agricultura, obras hidráulicas e desmatamento. Diante disso, as inundações são de cunho natural, mas podem ser agravadas por atividades antrópicas (TUCCI, 2007).

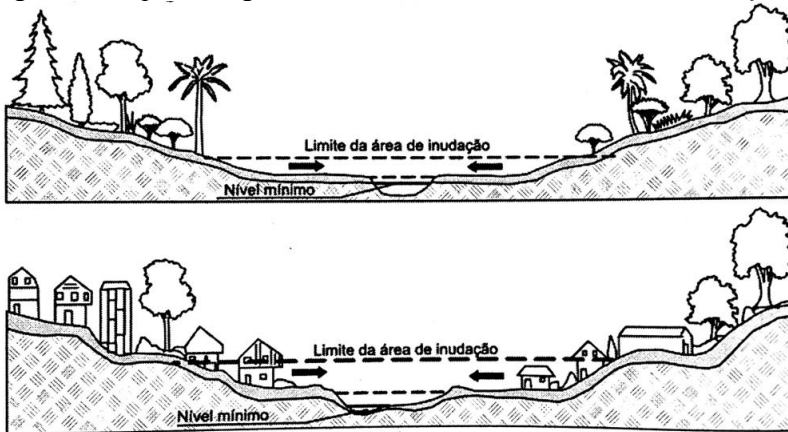
Quando o nível da água ultrapassa o leito menor, atingindo o leito maior, as cotas de nível são usadas para identificar a magnitude da inundação e o seu risco. Quando essas áreas inundáveis são ocupadas, os prejuízos e os impactos são maiores. Os principais impactos que uma inundação pode trazer estão relacionados às perdas humanas, materiais, interrupção da economia local, contaminação por doenças de veiculação hídrica e contaminação da água de estações de tratamento (TUCCI, 2007). A Figura 4 mostra os diferentes níveis da água do rio, já a Figura 5 exhibe dois cenários comparativos, um mostra o corte do leito do rio natural e o outro, urbanizado. Neste segundo caso pode-se observar que o leito foi reduzido devido ao assoreamento e a área de inundação aumentou por causa da impermeabilização do solo.

Figura 4: Características dos leitos do rio.



Fonte: Tucci (2007).

Figura 5: Resposta da geometria dos leitos do rio devido a urbanização.



Fonte: Tucci (2007).

As cheias urbanas são, um dos maiores problemas que precisam ser enfrentados pelas cidades. Estatísticas mostram que as inundações são o fenômeno natural que mais causa danos e perdas no mundo. De acordo com Freeman (1999) *apud* Rezende *et al.* (2013), considerando os desastres naturais, 60% das perdas de vidas humanas e 30% das perdas econômicas são causados por inundações.

Assim, para minimizar os danos causados por esse fenômeno, as novas concepções dos projetos de drenagem buscam uma integração com os planos de desenvolvimento urbano e a gestão da ocupação e uso do solo, assim como, a preservação do meio natural. Essa visão propicia uma visão mais ampla do problema, uma vez que busca intervir não na consequência das grandes chuvas, mas nas causas das inundações. Nessa vertente de pensamento, as ações de revitalização em rios urbanos surgem como uma possibilidade de minimização de cheias. A revitalização de rios promove a conexão do rio com a cidade, que geralmente inclui soluções para o ambiente construído, mas não necessariamente recupera as suas características naturais (REZENDE *et al.*, 2013). Para Garcias e Afonso (2013) a revitalização consiste na preservação, conservação e na recuperação ambiental dos rios, por meio de ações integradas que proporcionem a melhoria da qualidade da água para os usos múltiplos, bem como a melhoria das condições ambientais e o uso sustentável dos recursos naturais.

Outros dois termos que são importantes de distinguir são a reabilitação e restauração de rios. Segundo FIRSWG (1998), a restauração ecológica é o processo de devolução de um ecossistema o mais próximo possível das condições anteriores à degradação do seu sistema. Implícito nessa definição, considera-se que os ecossistemas são naturalmente dinâmicos, portanto, não é possível recriar um sistema de maneira perfeita. O processo de restauração restabelece a estrutura geral, função e comportamento dinâmico.

Já a reabilitação envolve a recuperação de funções e processos do ecossistema em um habitat degradado. Esse processo não restabelece necessariamente as condições anteriores à degradação, no entanto, tenta estabelecer e integrar a hidrologia, morfologia, riscos hidráulicos, qualidade das águas dos rios de forma a apoiarem o ecossistema natural, o que é uma proposta bastante complexa em ambientes urbanos (REZENDE *et al.*, 2013).

Tendo em vista o que foi abordado, existe uma tendência dos projetos de drenagem urbana, em procurar sempre que possível, neutralizar os efeitos da urbanização, buscando restabelecer as condições hidrológicas da pré-urbanização, proporcionando assim, benefícios para a qualidade de vida da população, saúde pública e visando à preservação ambiental.

3.2. *Wetlands* construídos

Para solucionar os problemas decorrentes da urbanização surgiram as técnicas compensatórias de drenagem pluvial. Os sistemas compensatórios ou alternativos de drenagem urbana se opõem ao conceito de evacuação rápida das águas pluviais. Eles buscam, por meio da utilização de diferentes processos físicos e biológicos, garantir a diminuição do volume de escoamento superficial, a manutenção do tempo de concentração da bacia, o controle das velocidades de escoamento superficial, manutenção da qualidade da água e o uso da água da chuva (CANHOLI, 2014).

Segundo Braga (1994) *apud* Canholi (2014) esses sistemas podem ser divididos em dois grupos de acordo com a sua localização no sistema de drenagem: contenção na fonte e contenção a jusante. As técnicas que fazem o controle de vazão junto à fonte de geração têm a característica de recuperação local da água da chuva. Tem-se como exemplo os poços de infiltração, pavimentos porosos, valetas ou áreas de armazenamento e/ou infiltração e telhados verdes. Para Chocat (2008) a ideia geral dos dispositivos a jusante de drenagem urbana é de estocar provisoriamente a água

antes de lançá-la num exutório natural, com uma vazão compatível com a capacidade do exutório. Exemplo dessas técnicas são as bacias de retenção e/ou infiltração, filtros plantados e *wetlands*.

Além das técnicas compensatórias reduzirem os picos de vazão, melhorarem os aspectos quantitativos da drenagem urbana, elas oferecem a possibilidade de melhorar a qualidade da água, e, igualmente, promover a integração com o ambiente e com os espaços públicos (CHOCAT, 2008). Exemplos são áreas destinadas ao amortecimento de cheias que ao mesmo tempo podem ser usadas como espaços públicos, como quadras, parques e estacionamentos.

As técnicas compensatórias consideram a bacia hidrográfica como base de estudo. Elas procuram compensar os efeitos da urbanização, seja pelo controle na fonte, onde a produção de excedentes de água decorrentes da impermeabilização pode ser reduzida através da infiltração evitando, assim, a sua transferência rápida para jusante, ou através de estruturas de armazenamento temporário (BAPTISTA, NASCIMENTO & BARRAUD, 2011).

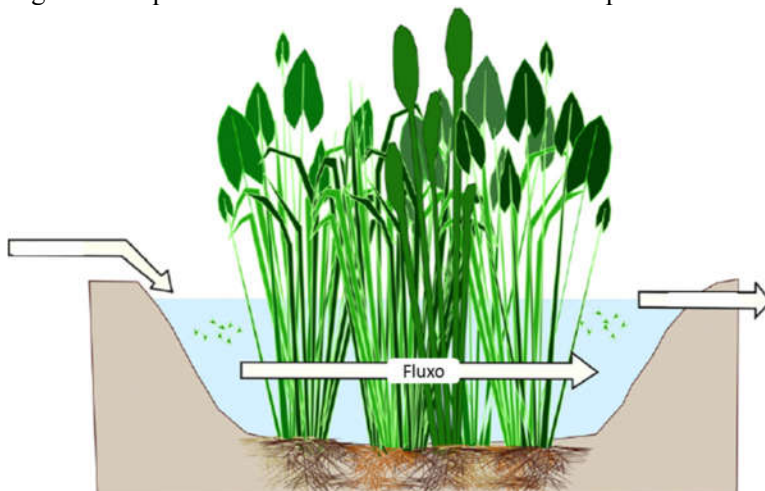
O *wetland* construído (WC) é uma técnica compensatória utilizada para a revitalização de rios urbanos, embora ela também seja muito empregada para o tratamento de águas residuárias para pequenas coletividades (SCHIMTT, 2014). Os WC são criados para simular as zonas úmidas naturais com o propósito de melhorar a qualidade d'água a montante do sistema, descartando a jusante, a água tratada num exutório natural. Elas podem servir como purificador natural para o escoamento das águas pluviais urbanas, onde os poluentes são removidos da água, em grande parte, pelo processo de sedimentação ou filtração (ZHANG, CUI & FAN, 2012).

Estas estruturas contêm pelo menos uma espécie de macrófita, que são plantas aquáticas presentes em zonas úmidas. Estas macrófitas são plantadas no meio filtrante (geralmente solo, cascalho ou areia). Além dos processos de sedimentação e filtração, os poluentes são removidos por meio de uma combinação de processos físicos, químicos e biológicos, incluindo precipitação, adsorção às partículas do solo e assimilação pelas plantas e por microrganismos (BRIX, 1994).

Os *wetlands* podem ser classificados em sistemas de fluxo superficial ou subsuperficial. Os *wetlands* de escoamento superficial apresentam lâmina livre d'água e a vegetação é flutuante ou de plantas emergentes. Dependendo das regulamentações locais e das condições do solo, bermas, diques e forros podem ser usados para controlar o fluxo de entrada

e a infiltração (KADLEC; WALLACE, 2009). O controle de fluxo de saída do *wetland* também deve ser controlado para manter o nível de água a uma profundidade rasa, mas acima do substrato. Além de promover melhorias na qualidade da água, este tipo de *wetland* também é integrado ao ambiente, podendo servir de habitat para animais selvagens e trazer benefícios estéticos para o seu entorno (NJDEP, 2004).

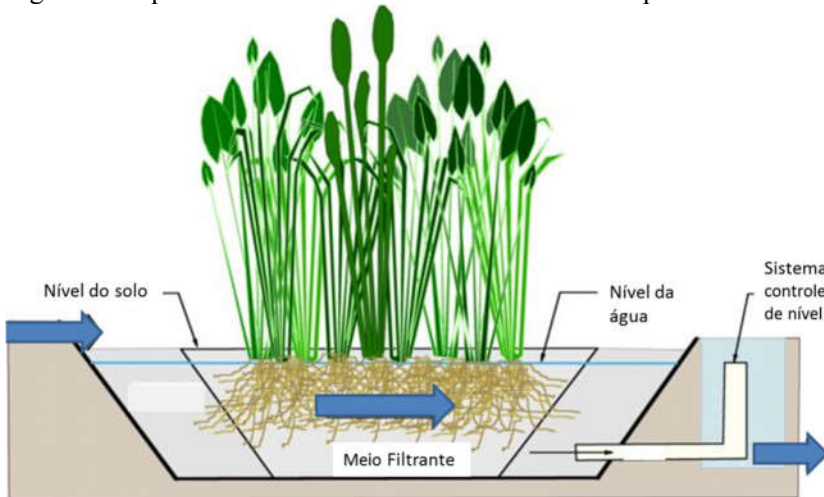
Figura 6: Esquema de *wetland* construído de fluxo superficial.



Fonte: Adaptado de White (2013).

Já em *wetlands* de fluxo subsuperficial, a sua estrutura é projetada para manter o nível da água abaixo da superfície do substrato. Neste caso, o escoamento hidráulico utilizado pode ser de fluxo horizontal (mais sensível a flutuações nas cargas hidráulicas e à colmatação) ou fluxo vertical. Os *wetlands* de fluxo vertical têm a vantagem de combinar, no mesmo sistema, uma parte do tratamento e uma capacidade de armazenamento e ocupam menor área construída do que o de fluxo horizontal. O tratamento do efluente depende da sua percolação, que deve ser controlada, através das diferentes camadas do meio filtrante e uma capacidade de armazenamento, semelhante à de uma lagoa (SEGTEUP, 2009).

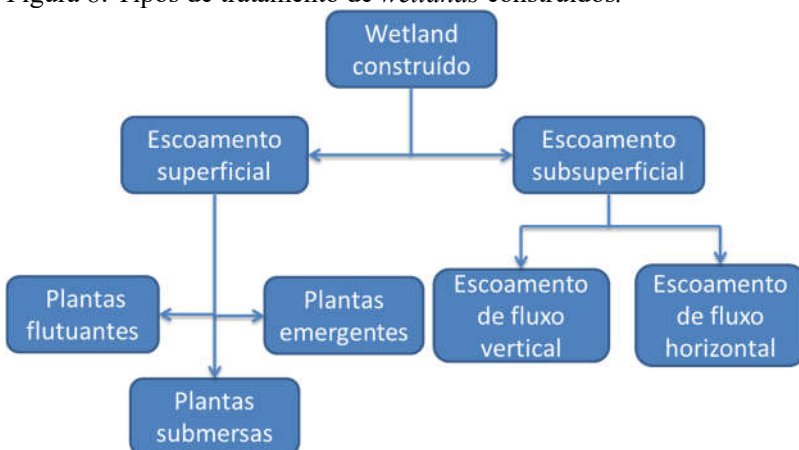
Figura 7: Esquema de *wetland* construído de fluxo subsuperficial.



Fonte: Adaptado de White (2013).

Outra subclassificação que se pode adotar para os WC de escoamento superficial está relacionada com o tipo de macrófitas dominante que habita o *wetland*, podendo ser de macrófitas flutuantes, sistema emergente de macrófitas e sistemas submersos (BRIX, 1994). O fluxograma abaixo esquematiza as possíveis classificações de WC que podem ser adotadas.

Figura 8: Tipos de tratamento de *wetlands* construídos.



Fonte: Kadlec e Wallace (2009).

Tabela 1 : Resumo dos tipos de *wetlands* construídos de acordo com o tipo de escoamento hidráulico e suas respectivas características.

Tipo de <i>wetland</i>	Características
<i>Wetland</i> Construído de escoamento superficial	Possui escoamento superficial, apresenta lamina d'água livre e é semelhante aos banhados naturais. Quando o efluente atravessa a zona úmida, ele é tratado pelos processos de sedimentação, filtração, oxidação, redução, adsorção e precipitação.
<i>Wetland</i> Construído de fluxo subsuperficial vertical	Distribui água através da superfície do meio que pode ser de areia ou cascalho, onde se encontram fixadas a vegetação de zonas húmidas e macrófitas. O tratamento do efluente depende da sua percolação controlada através das diferentes camadas do meio filtrante e uma capacidade de armazenamento.
<i>Wetland</i> Construído de fluxo subsuperficial horizontal	Tipicamente empregam uma cama de cascalho ou areia plantada com vegetação de zonas húmidas. A água, mantida abaixo da superfície do leito, flui horizontalmente da entrada para a saída. Eles geralmente são projetados para tratar o efluente primário antes da dispersão do solo ou descarga de água superficial.

Fonte: Kadlec e Wallace (2009).

3.2.1. Processos de funcionamento de um *wetland* construído

Múltiplos processos estão envolvidos na degradação de poluentes, que vão desde processos físicos (filtração, adsorção) até processos de de-

gradação biológica de matéria orgânica e transformação de formas nitrogenadas (SEGTEUP, 2009). Componentes bióticos, especialmente plantas, influenciam a evapotranspiração, a profundidade da água, a velocidade e os padrões de circulação (HAMMER, 1992 *apud* LILLEY & LABATIUK, 2001). Assim, a compreensão destes elementos é essencial para auxiliar no dimensionamento desta estrutura, de forma que ela consiga alcançar a eficiência de remoção de poluentes necessária.

3.2.1.1. Hidráulico

Do ponto de vista hidráulico, a função do WC é atenuar os picos de vazão e garantir a filtração que assegure um tempo de contato da água com o biofilme aderido ao meio filtrante compatível com a manutenção dos níveis de rejeitos visados (SEGTEUP, 2009).

Os WC que objetivam tratar águas pluviais devem ser projetados e dimensionados para lidar com os índices de precipitação pluviométrica local. Para esses sistemas amortecerem essas sobrecargas hidráulicas é preciso assegurar a infiltração sem que haja colmatação. Durante períodos chuvosos aumenta a deposição de matéria orgânica no meio filtrante devido ao maior fluxo de água da chuva que carrega sedimentos (MOLLE, 2013).

3.2.1.2. Processos biológicos

Muitas reações das zonas úmidas são realizadas por microrganismos, o que significa que elas são o resultado da atividade de bactérias ou outros microrganismos. Parte desses organismos não são encontrados livremente, em vez disso, ficam ligados às superfícies sólidas, formando a biomassa aderida. A transferência de um composto químico da água para superfícies sólidas imersas é o primeiro passo do mecanismo de remoção global microbiana (KADLEC; WALLACE, 2009).

A degradação de um composto químico pode ocorrer tanto na biomassa aderida ao meio filtrante quanto na biomassa suspensa na coluna d'água. Em WC de fluxo subsuperficial ocorre a predominância da biomassa aderida, já em WC de fluxo superficial, a biomassa fica suspensa na coluna d'água.

As raízes, além de introduzirem oxigênio no sistema, elas absorvem os nutrientes e substâncias químicas, por meio de processos de difusão e transpiração. Este processo de absorção de nutrientes e substâncias pelas macrófitas é chamado de fitoextração (KADLEC; WALLACE,

2009). Em geral, a retenção de nitrogênio ocorre, em parte, por filtração, quando se encontra aderida às partículas e por adsorção quando está dissolvida (SEGTEUP, 2009).

3.2.1.3. Processos físicos

Uma das principais funções realizadas pelos WC é a remoção de sedimentos em suspensão (KADLEC; WALLACE, 2009). Para WC de fluxo vertical com vegetação emergente de macrófitas, a sedimentação de partículas é favorecida pela diminuição da velocidade da água, especialmente no entorno das hastes da planta, devido a redução dos efeitos do vento. A vegetação submersa e emergente é particularmente eficaz na remoção de partículas finas que são aderidas diretamente à superfície da planta devido à natureza pegajosa dos biofilmes. A vegetação também distribui o fluxo e reduz a turbulência, favorecendo a sedimentação de partículas (GREENWAY, 2004).

Uma vez que a maior parte da poluição urbana da água da chuva está em forma particulada, o papel de filtração das instalações de tratamento possui grande importância. As eficiências de filtração dependem sobretudo da concentração de entrada da matéria em suspensão e a carga hidráulica aplicada não tem efeito notável na filtração (SEGTEUP, 2009).

No entanto, os metais são retidos e acumulam-se principalmente na camada de deposição. Deve-se ter especial cuidado ao remover esta camada de depósito que não deve ultrapassar 20 anos de acumulação (SEGTEUP, 2009).

3.2.1.4. Macrófitas

As macrófitas pertencem ao reino *Plantae* que abrangem uma variedade de plantas que ocorrem naturalmente em ambientes de zonas úmidas. Uma forma de diferenciação é que essas plantas são vasculares e possuem tecidos que são facilmente visíveis. As plantas vasculares diferem das algas por sua organização interna em tecidos resultantes de células especializadas (KADLEC; WALLACE, 2009).

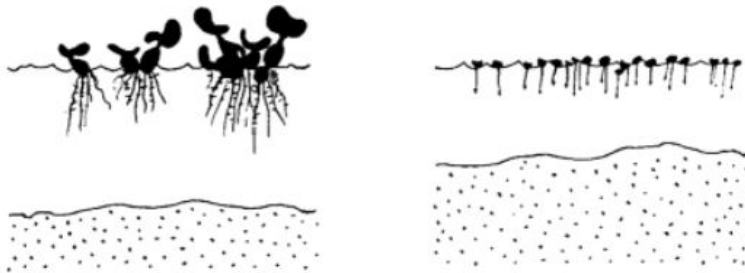
As macrófitas compõem a estrutura dos WC e são indispensáveis para esses ecossistemas. Dentre as suas funções, as macrófitas promovem a estabilização da superfície do meio filtrante, boas condições para a filtração, ajudam a evitar a colmatação e auxiliam no crescimento de microrganismos em torno das raízes (BRIX, 1997).

A zona de rizosfera, região de contato entre raízes e solo, da vegetação do filtro permite um desenvolvimento bacteriano mais denso e diversificado, que pode ter impacto na retenção e degradação de poluentes. No entanto, o papel principal das macrófitas enraizadas está ligado à manutenção da permeabilidade da camada de depósito que se forma na superfície dos filtros (SEGTEUP, 2009).

Quanto ao tipo de macrófitas, estas podem ser classificadas, com base na sua morfologia e fisiologia, em dois tipos funcionais: plantas enraizadas e plantas flutuantes (Figura 9). As plantas enraizadas podem ser ainda classificadas em emergentes, submersas e folheadas flutuantes. As macrófitas emergentes possuem raízes no sedimento e hastes e folhas emergentes, por exemplo, os juncos, como mostra a Figura 10. Já as macrófitas submersas tem hastes e folhas submersas, como por exemplo, as ervas daninhas *Potamogeton* e *Ceratophyllum*, ilustradas na Figura 11. As macrófitas folheadas flutuantes possuem hastes submersas e folhas flutuantes, tem-se como exemplo a *Nyphaea*, exemplificada pela Figura 12 (GREENWAY, 2004).

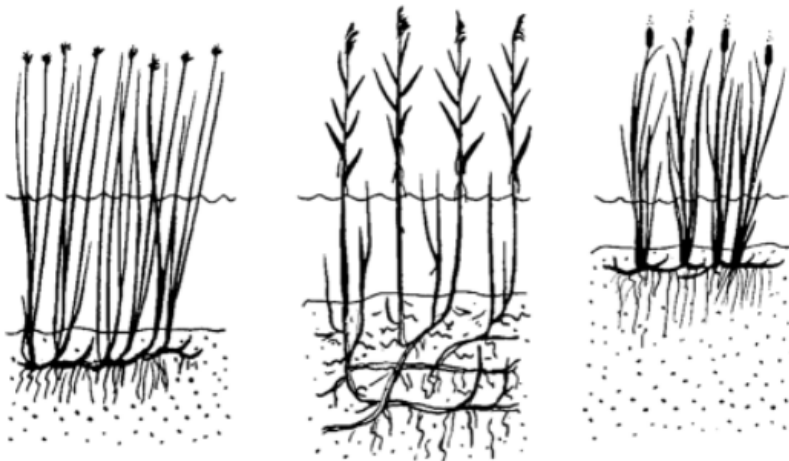
As macrófitas emergentes enraizadas são restritas a águas rasas de alguns centímetros até uma profundidade máxima de cerca de 1,5 m. A maioria das macrófitas emergentes, tais como a *Cyperaceae* e juncos, preferem profundidades de água de menos de 30 cm e poucas espécies crescendo em água com mais de 50-60cm. A profundidade de distribuição das plantas submersas é restrita pela turbidez e disponibilidade de luz (GREENWAY, 2004).

Figura 9: Macrófitas flutuantes.



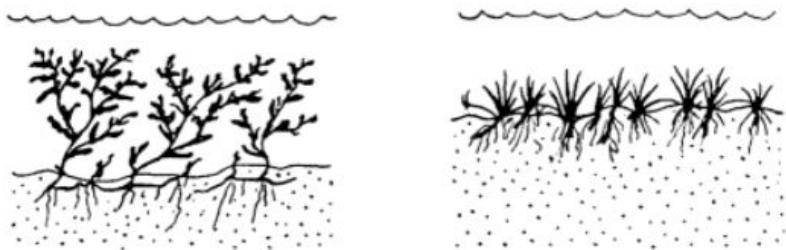
Fonte: Kadlec e Wallace (2009).

Figura 10: Macrófitas emergentes.



Fonte: Kadlec e Wallace (2009).

Figura 11: Macrófitas submersas.



Fonte: Kadlec e Wallace (2009).

Figura 12: Macrófitas folheadas flutuantes.



Fonte: Kadlec e Wallace (2009).

3.2.2. Condições operacionais para o dimensionamento de um *wetland*

Neste tópico serão apresentadas algumas considerações para critérios de dimensionamento de *wetlands* construídos para o tratamento de águas pluviais. Serão elencados nove critérios que condicionam as características do WC:

- Área de contribuição;
- Nível da água no *wetland*;
- Área do *wetland*;
- Permeabilidade;
- Localização da estrutura;
- Sistemas off-line e online;
- Pré-tratamento;
- Vegetação;
- Estrutura de entrada e saída.

Para a construção das zonas úmidas de águas pluviais é exigido que as áreas de contribuição, ou seja, as áreas da bacia hidrográfica que contribuem com água da chuva para alimentar o *wetland*, consigam manter um fluxo de base de tempo seco suficiente para conservar o funcionamento da estrutura. Assim, é recomendado que a área de drenagem mínima para um WC é de 10 a 25 hectares, dependendo do tipo de zona úmida (NJDEP, 2004).

Um WC deve ser projetado para ter variações de profundidades de água para alimentar as vegetações emergente e submersa. A maior parte

do *wetland* deve possuir profundidade menor que 0,6m. Porém, para manter a vegetação emergente, nenhuma área do *wetland* deve exceder a profundidade de 1m (LILLEY & LABATIUK, 2001).

Os parâmetros de projeto básicos para um WC de águas pluviais são os volumes de armazenamento. Em geral, o volume total dentro dessas zonas deve ser igual ao volume de escoamento de projeto (NJDEP, 2004).

O tamanho do WC depende do volume de escoamento, das características poluentes do escoamento e do nível desejado de tratamento da água. Assim, as zonas úmidas construídas devem ter uma área superficial mínima em relação à área de contribuição da bacia hidrográfica, dessa forma é indicado que o volume de armazenamento deve variar entre 0,5 a 5% da área de captação e um tempo de detenção de 10 a 15 horas para assegurar uma boa eficiência de remoção de poluentes (GREENWAY, 2004). A confiabilidade da remoção de poluentes tende a aumentar à medida que aumenta a proporção da região húmida das águas pluviais para a bacia hidrográfica, porém esta relação nem sempre é consistente (NJDEP, 2004).

É importante notar que uma zona húmida de águas pluviais construída deve ser capaz de manter seu nível de água permanente para alimentar o sistema. Se o solo não for suficientemente impermeável para evitar infiltrações excessivas, será necessário construir um revestimento impermeável ou deverão ser feitas outras modificações no solo. Onde existe o potencial de contaminação das águas subterrâneas, devido ao escoamento de água com alta carga de poluentes, recomenda-se o uso de forros (NJDEP, 2004).

A respeito da escolha da localização da estrutura, segundo Duncan & Mudgway (2006), podem-se adotar dois critérios - física e social. As restrições do local físico podem dificultar ou impossibilitar a construção e a manutenção do sistema. Os fatores físicos incluem:

- topografia: encostas íngremes;
- solos e geologia: erosividade, porosidade, profundidade do leito de rocha ou instabilidade;
- águas subterrâneas: geoquímica e profundidade do lençol freático;
- espaço: espaço aberto limitado, proximidade a serviços subterrâneos.

Já as restrições sociais estão relacionadas a questões de saúde, segurança e impactos estéticos. Esse tipo de estrutura pode causar proble-

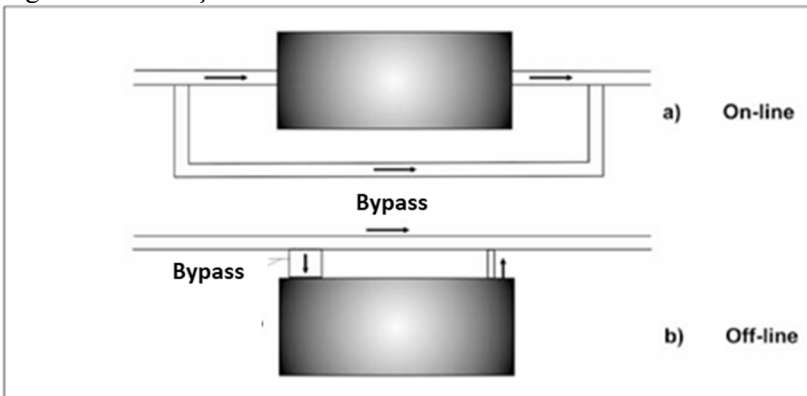
mas como mau odor, barulho, impactos visuais, mosquitos e contaminação causada por poluentes aprisionados no sistema. Na escolha da localização esses fatores devem ser levados em consideração, para não prejudicar a vizinhança da localidade.

Se tratando do posicionamento que o WC pode ser alocado em relação ao curso d'água, podem ser adotados de duas maneiras: online ou offline. Os sistemas que são construídos online recebem integralmente a chuvas de projeto e escoam as chuvas de maior intensidade por uma saída de transbordamento (NJDEP, 2004). Neste caso o WC seria instalado no próprio curso natural do rio, e as chuvas mais intensas podem ser desviadas por um sistema *by-pass*, como mostra a Figura 13.

Já os sistemas *offline*, a maioria ou toda a precipitação maior que a chuva de projeto é desviada a montante por um sistema *by-pass*. Isso não só reduz o tamanho do volume de armazenamento necessário do *wetland*, mas também reduz o carregamento de poluentes, e conseqüentemente diminui a sua manutenção (NJDEP, 2004). Como mostra a Figura 13, nos sistemas *offline* todo o fluxo da chuva de projeto são direcionados para o *wetland* através de um *by-pass* de baixo fluxo. Fluxos de cheias não são direcionados para o *Wetland*, mas são mantidos no caminho da drenagem natural (DUNCAN & MUDGWAY, 2006).

Para decidir a localização de um sistema de zonas húmidas, deve ser considerado que o *wetland* precisa ser protegido de grandes fluxos de cheias. Estes podem remover sedimentos já depositados no fundo do WC e destruir a vegetação. A utilização de um canal de *by-pass* de alto fluxo é uma forma de reduzir esses riscos (DUNCAN & MUDGWAY, 2006).

Figura 13: Ilustração de sistemas Online e Offline.



Fonte: Lima *et al.* (2006).

Uma estrutura de pré-tratamento é muito importante para manter a integridade do *wetland*, pois ele reduz as velocidades de entrada e captura sedimentos grosseiros, prolongando assim, a vida útil do sistema (NJDEP, 2004). Este pré-tratamento pode ser realizado mediante o uso de uma bacia de sedimentação a montante do *wetland*. Esta bacia, além de atenuar as velocidades de picos de vazão, reduz a carga de sedimentos, que posteriormente podem colmatar o *wetland* e, conseqüentemente, também reduz a frequência de manutenção do sistema.

Segundo CH2M HILL (2014), as bacias de sedimentação são pequenas bacias que possuem o volume mínimo que representa 10% do volume do *wetland*, e ainda recomenda, que a sua profundidade deve ser de no mínimo 1 m. Quanto maior a profundidade da bacia, menor a necessidade de limpeza. Para garantir a eficiência da área de armazenamento a razão de comprimento e largura deve ser de 2:1.

Segundo a pesquisa da Duncan & Mudgway (2006) os sedimentos grosseiros que passam da área da lagoa de sedimentação para o *wetland* podem alterar o seu perfil de profundidade e danificar suas zonas de macrofitas. Assim, além da bacia de sedimentação é recomendado a utilização de uma estrutura para reter os sólidos grosseiros. A remoção de sedimentos grosseiros a montante do WC pode ser alcançada de duas maneiras:

- instalar uma estrutura para retenção de resíduos grosseiros a montante do sistema de WC; ou
- usar uma lagoa para reter sedimentos grosseiros.

A utilização de uma estrutura de bloqueio de resíduos possui várias vantagens em relação à segunda opção. Do ponto de vista operacional, este sistema possui menor custo de manutenção e melhor eficiência de remoção. A opção de usar uma lagoa para reter sedimentos e resíduos grosseiros, por outro lado, apresenta várias dificuldades de manutenção. Além da baixa eficiência de retenção de resíduos e custos mais elevados, a manutenção da lagoa pode ter impacto na fauna e flora aquáticas (DUNCAN & MUDGWAY, 2006).

Assim, a utilização de um sistema de remoção de resíduos a montante do WC apresenta-se como uma boa alternativa, evitando a tarefa onerosa de remover o lixo da vegetação em toda a zona úmida. Para isso, é necessária uma capacidade de retenção, para reter o lixo e a matéria orgânica grossa dos fluxos permitindo a coleta simples pelas equipes de manutenção (MELBOURNE WATER, 2005).

Para o uso deste tipo de pré-tratamento deve-se ter alguns requisitos de design específicos que incluem a capacidade de:

- reter resíduos maiores que 20mm, para todos os fluxos até o fluxo do intervalo médio de recorrência de três meses.
- armazenamento que assegure uma frequência de limpeza de menos de 4 vezes por ano (MELBOURNE WATER, 2005).

Figura 14: Exemplo de estrutura para retenção de resíduos grosseiros no rio Yarra em Melbourne.



Fonte: Duncan & Mudgway (2006).

O estabelecimento e a manutenção da vegetação das zonas úmidas são muito importantes para o planejamento de um WC de águas pluviais. A seguir, algumas considerações serão apresentadas segundo o trabalho de Horner *et al.* (1994) *apud* NJDEP (2004) para a criação de WC de águas pluviais.

Na seleção de plantas, considerar, primeiramente, a perspectiva de sucesso de adaptação mais que a seleção de espécies nativas. Assim, deve-se dar prioridade às espécies que já foram usadas com sucesso em zonas úmidas de águas pluviais construídas e que estão comercialmente disponíveis, dando-se, também, preferência às espécies perenes que se estabelecem rapidamente.

A plantação de monoculturas deve ser evitada devido ao risco de perda das plantas por pragas e doenças. Quando possíveis, as plantas coletadas em campo devem ser priorizadas em vez de plantas de viveiro, pois as plantas coletadas no campo já se adaptaram à região e, geralmente, requerem menos cuidados do que as plantas de estufas. Caso optar por plantas de viveiro, elas devem ser obtidas localmente, ou de uma área com condições climáticas semelhantes ao local onde o *Wetland* será construído. As espécies de plantas alternadas com diferentes profundidades de raízes têm maior oportunidade de remoção de poluentes.

E por fim, as estruturas de entrada e saída devem ser planejadas para conduzir a água para o WC, manter o nível de água desejado e permitir o transbordamento para o sistema de drenagem a jusante de forma segura e estável. Essas estruturas que conduzem a água da chuva para um sistema WC podem ser um canal de gravidade ou um canal aberto. Em seguida, a água da chuva é normalmente distribuída para a zona húmida por intermédio de um sistema de distribuição que consiste em tubos, canais ou leitos rochosos grosseiros (CH2M HILL, 2014).

As estruturas de saída servem como controladoras do nível da água e monitoram o fluxo e a qualidade da água. É importante que a estrutura seja adequadamente projetada e construída para exigir manutenção mínima e aumentar a segurança do sistema (CH2M HILL, 2014).

3.3. Conceitos hidrológicos para o dimensionamento do *Wetland*

Para o posterior dimensionamento do *wetland* construído é necessário abordar alguns conceitos hidrológicos que serão utilizados, tais como:

- Tempo de retorno
- Risco hidrológico
- Vazão de saída
- Tempo de funcionamento

O Tempo de retorno (TR) é um parâmetro fundamental para projetos em drenagem urbana. Ele determina a probabilidade da ocorrência de um evento hidrológico indesejável, como chuvas de alta intensidade que podem causar enchentes. Na hidrologia, prefere-se analisar os eventos raros ou extremos segundo a probabilidade destes eventos ocorrerem, que são dados pelo tempo médio entre essas ocorrências (RIGHETTO, 1998).

Assim, considerando que P é a probabilidade de um evento ser igualado ou superado em um ano qualquer, T o período de retorno, temos que os dois são inversamente proporcionais, uma vez que, quanto maior for o tempo para o evento voltar a ocorrer, menor a probabilidade de ele acontecer.

$$T = \frac{1}{P} \quad (1)$$

Determinado o T dos eventos pluviais, é necessário distinguir os riscos de este evento provocar danos. Os danos estão associados à vulnerabilidade da região de áreas potencialmente atingidas. Assim, para o dimensionamento de uma estrutura compensatória de drenagem urbana, deve-se estabelecer qual o risco que o sistema está sujeito a falhar, o que permite definir para qual período de retorno a obra é insuficiente. Para isso, é conveniente simular o funcionamento dos sistemas por meio de séries de dados hidrológicos. Em virtude da falta de dados de vazão, considera-se o risco hidrológico relativo aos eventos de precipitação (BAPTISTA, NASCIMENTO & BARRAUD, 2011). Deste modo, para a probabilidade de ocorrer um evento de maior intensidade que o evento de período de retorno escolhido para projeto, então a probabilidade do risco hidrológico (R) de que este evento ocorra ao menos uma vez em n anos é dado por:

$$R = 1 - \left[1 - \frac{1}{T}\right]^n \quad (2)$$

Analisando a equação acima, o risco hidrológico é inversamente proporcional ao T , portanto, para reduzir o risco de uma falha de funcionamento da estrutura deve-se aumentar o T para o qual ela foi planejada. Porém, o aumento do T também acarreta no aumento dos custos da obra, assim, ao adotar critérios de projetos, o risco deve ser analisado, mas também devem ser levados em conta os potenciais acréscimos de custos.

Em virtude da complexidade, da falta de informações adequadas e das incertezas dos dados hidrológicos e econômicos, a escolha do T para projetos é associada à natureza do empreendimento, e é empregado valores tabelados, simplificando a tomada de decisão (BAPTISTA, NASCIMENTO & BARRAUD, 2011). A Tabela 2 relaciona os tipos de ocupação da área da bacia hidrográfica com o T que pode ser adotado para projetos, de acordo com a vulnerabilidade da área. Esta tabela geralmente é

utilizada para dimensionamentos que buscam atender um único risco de projeto, tendo em vista o controle de cheias.

Tabela 2: Tempos de retorno para diferentes ocupações.

Tipo de obra	Tipo de ocupação da área	Tempo de retorno (anos)
Microdrenagem	Residencial	2
	Comercial	5
	Áreas com edifícios de serviço público	5
	aeroportos	2 a 5
	Áreas comerciais e artérias de tráfego	5 a 10
Macro drenagem	Áreas comerciais e residenciais	50 a 100
	Áreas de importância específica	500

Fonte: DAEE/CETESB (1980) *apud* Tucci (2013).

Segundo Baptista, Nascimento e Barraud (2015) certas técnicas compensatórias de drenagem têm seu funcionamento prejudicado devido ao TR. As técnicas que visam à infiltração geralmente não são eficientes para eventos de TR superiores entre 5 a 10 anos; a microdrenagem deixa de funcionar convenientemente para eventos de TR maiores que 10 anos e estruturas de macrodrenagem tendem a transbordar para eventos com TR de 50 a 100 anos.

Outro parâmetro que deve ser estudado para o dimensionamento de um WC, é a vazão de saída. Ela depende, essencialmente, do tipo de sistema de descarga, que pode ser constante ou variável e depender da altura de armazenamento. O limite de vazão de um sistema de drenagem compensatório pode ser instituído de acordo com (BAPTISTA, NASCIMENTO & BARRAUD, 2011):

- A regulamentação de vazão máxima/limite;
- A vazão produzida pela região antes da urbanização ou em um estado de ocupação bem menor que o atual;
- Calculado para que a obra se esvazie rapidamente.

Os sistemas compensatórios de drenagem urbana podem ter como forma de descarga da água estocada a infiltração ou a descarga superficial. A vazão por descarga de infiltração pode ser estimada através do produto da sua superfície de infiltração pela capacidade de absorção. Neste caso a colmatação deve ser considerada, utilizando um coeficiente

de segurança que depende das características da água e do solo (BAPTISTA, NASCIMENTO & BARRAUD, 2011). Tem-se a vazão calculada pela formula:

$$Q_s = \alpha \cdot q_{as} \cdot S \quad (3)$$

onde Q_s é a vazão de infiltração, α o coeficiente de segurança, q_{as} a capacidade de absorção por unidade de superfície infiltrante ($m^3/s/m^2$) e S a superfície de infiltração em m^2 .

Para determinar a capacidade de absorção pode ser feita uma aproximação pela condutividade hidráulica, porém, deve ser considerado que o lençol freático é profundo. Mesmo com essa aproximação, os ensaios no local são essenciais para a fase de detalhamento do projeto. A Tabela 3 mostra a ordem de grandeza da condutividade hidráulica de acordo com os tipos de solo.




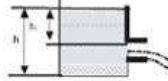
Tabela 3: Ordem de grandeza da condutividade hidráulica em diferentes solos.

K (m/s)	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
Tipos de solos	Seixos sem areia nem elementos finos			Areias com seixos, Areia grossa a areia fina			Areia muito fina, Silte Grosso a		Argila siltosa a argila homogênea		
Possibilidade de infiltração	Excelentes			Boas			Médias a baixas		Baixas a nulas		

Fonte: Musy & Soutter (1991) *apud* Righetto (2009).

Quando a descarga é superficial, a vazão depende do tipo de estrutura que é adotado. Essas estruturas podem proporcionar uma vazão de saída constante, como no caso de bombas, ou podem depender da altura da água, como os vertedores e orifícios. Em se tratando de bombas ou órgãos reguladores de vazão, eles geralmente possuem leis de descargas fornecidas de fábrica. Já para descargas comuns, são utilizadas leis da hidráulica para determinar a vazão de saída (BAPTISTA, NASCIMENTO & BARRAUD, 2011). Na Figura 15 estão ilustradas as descargas mais utilizadas e as suas respectivas fórmulas.

Figura 15: Vazões de saída para estruturas usuais de descarga.

CONFIGURAÇÃO DA ESTRUTURA DE DESCARGA	LEIS DE DESCARGA
<p>Escoamento por um pequeno orifício (parede fina)</p> 	$Q = m.S.\sqrt{2g(h-h_o)}$ <p>m: coeficiente de contração, usualmente feito igual a 0,60; S: seção do orifício; h: altura de água; h_o: altura de posicionamento do orifício (em relação ao eixo do orifício); g: aceleração da gravidade.</p>
<p>Escoamento por um grande orifício lateral</p> 	$Q = m.S.\sqrt{2g(h^{3/2} - h_1^{3/2})}$ <p>m: coeficiente de contração; S: seção do orifício; h: altura de água; h₁: altura da parte superior do orifício; g: aceleração da gravidade.</p>
<p>Escoamento por um vertedor retangular</p> 	$Q = \frac{2}{3} m.L.(h-h_o).\sqrt{2g(h-h_o)}$ <p>m: coeficiente de contração; h: altura de água; h_o: altura da soleira do orifício; L: largura do vertedor; g: aceleração da gravidade;</p>
<p>Escoamento por um conduto</p> 	$Q = m.S.\sqrt{2.g.h_1}$ <p>m: coeficiente de escoamento resultante da diminuição da velocidade, variando de 0,60 a 0,95, em função da relação entre o comprimento e o diâmetro; S: seção do orifício; h: altura de água; h₁: altura de água acima do eixo do conduto; g: aceleração da gravidade.</p>

Fonte: Baptista, Nascimento & Barraud (2011).

Para o dimensionamento da estrutura de descarga, também deve ser considerado o tempo de funcionamento almejado. O tempo de funcionamento consiste no tempo gasto para a estrutura encher na sua capacidade máxima mais o tempo de esvaziamento. Este parâmetro é importante, pois ele condiciona o tempo de detenção da água, e assim, determina a capacidade de retomar ao estado vazio para amortecer a próxima cheia. O tempo de descarga pode ser estipulado como variável de controle, neste caso, tem-se o volume calculado e vazão de saída. Se o tempo de descarga não for aceitável, muito longo ou curto, o dimensionamento deve ser refeito, para corrigir o tempo de funcionamento. Porém, de regra

geral, admite-se um tempo de descarga inferior a 24 horas (BAPTISTA, NASCIMENTO & BARRAUD, 2011).

3.4. Métodos de dimensionamento de técnicas compensatórias

Para o dimensionamento do *wetland* construído é necessário determinar as vazões que abastecerão a estrutura. Para obtenção destes elementos são utilizados modelos matemáticos que utilizam dados de precipitação e simplificam o complexo processo de transformação da chuva em vazão. Estes modelos fornecem resultados compatíveis com o observado em campo (RIGHETTO, 1998).

Os modelos simplificados são muito utilizados para dimensionamento de técnicas compensatórias. Dentre esses modelos, pode-se citar os métodos da chuva dos volumes. Estes métodos possibilitam dimensionar os volumes das obras, considerando que as suas vazões de saída são constantes. Porém, são desconsiderados os fenômenos de amortecimento decorrentes do escoamento superficial, limitando o uso deste método apenas para pequenas bacias. (BAPTISTA, NASCIMENTO & BARRAUD, 2011).

Para o uso destes métodos é necessário determinar o coeficiente de escoamento superficial da bacia hidrográfica e a vazão de saída. A dificuldade destes métodos é justamente identificar o coeficiente de escoamento superficial (C), já que este determina a quantidade de chuva que realmente chega ao exutório. Quando as bacias possuem um alto grau de impermeabilização, o C pode ser considerado como a relação entre superfícies impermeabilizadas sobre a área total da bacia. No caso de bacias heterogêneas, as áreas naturais são mais difíceis de determinar, pois o C varia de acordo com o tipo de solo e do seu grau de saturação. Por isso existem tabelas, como a apresentada a seguir, que fornecem o C em função do tipo e o uso e ocupação do solo.

Tabela 4: Coeficiente de escoamento superficial.

Descrição da área de drenagem		Valores típicos de C
Residenciais	Unifamiliares	0,30-0,50
	Edifícios com área verde contígua	0,60-0,75
	Áreas residenciais com ocupação densa	0,70-0,95
	Áreas residenciais suburbanas	0,25-0,40
Áreas comerciais densamente ocupadas		0,80-0,95
Industriais	Densas	0,60-0,90
	Pouco densas	0,50-0,80
Vias asfaltadas ou concretadas		0,70-0,95
Vias com calçamento tipo paralelepípedo		0,70-0,85
Áreas de estacionamento pavimentadas		0,80-0,95
Áreas verdes e parques		0,10-0,25
Cemitérios		0,10-0,80
Áreas desocupadas		0,10-0,60

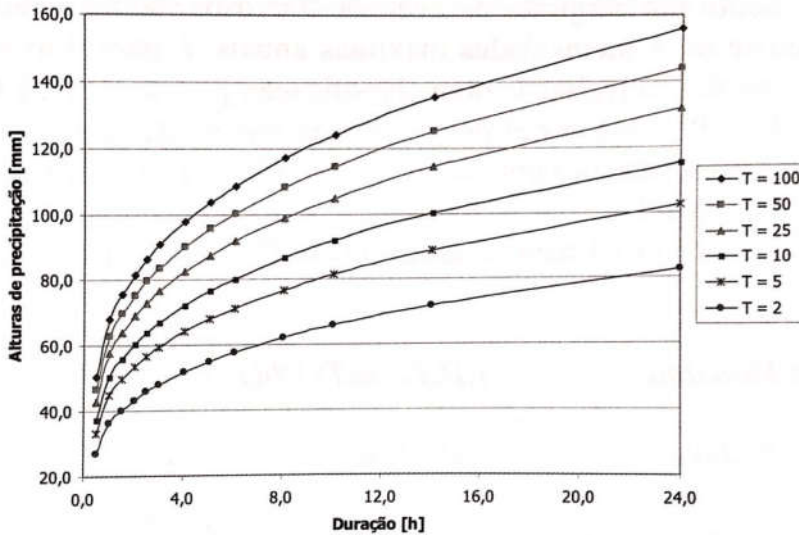
Fonte: Baptista, Nascimento & Barraud (2011).

3.4.1. Método das chuvas

Este método consiste na análise das curvas IDF (Intensidade-Duração-Frequência). São calculados a partir de um conjunto de eventos de precipitação durante N anos, as intensidades máximas anuais i , para diferentes durações D. Após esses cálculos, é realizada a classificação pela análise de frequência dos valores de i . No Brasil, as equações IDF já foram criadas para diferentes localidades expostas em diversas bibliografias.

Para o dimensionamento de estruturas de retenção é necessário conhecer os gráficos PDF, que são obtidos pela transformação das intensidade i (D,T) em alturas P (D,T), onde as alturas são obtidas pelo produto da duração do evento pela intensidade. Como pode ser observado pela Figura 16, as curvas PDF representam a evolução das alturas precipitadas para diferentes durações, mas, é importante salientar que elas não descrevem a evolução das contribuições acumuladas ao longo do tempo. Outra forma de obter a curva PDF é através da análise direta das alturas máximas anuais de precipitação para cada duração D em N anos. Em seguida os eventos chuvosos são classificados pela frequência dos valores de altura máximas de precipitação, construído diretamente a curva PDF.

Figura 16: Curvas de Precipitação-Duração-Frequência.



Fonte: Baptista, Nascimento & Barraud (2011).

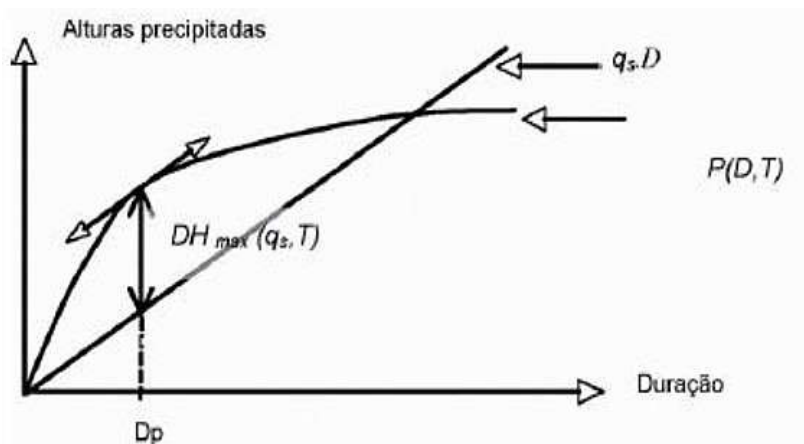
Construída a curva PDF, deve-se determinar o volume que a estrutura deve armazenar. Para isso, como explicado anteriormente, é considerado que a vazão de saída é constante (Q_s), que pode ser expressa como a vazão específica (q_s), que pode ser determinada pela equação a seguir, sendo A, a área de drenagem efetiva, determinada pelo produto do coeficiente de escoamento, C, pela área total da bacia.

$$q_s = \frac{Q_s}{A_d} \quad (4)$$

A seguir são plotados os gráficos da curva $P(D,T)$ e a reta gerados pela evolução das alturas de água evacuadas ao longo do tempo, ($q_s \cdot D$). Quando esses gráficos são sobrepostos, a diferença entre a curva $P(D,T)$ e a curva ($q_s \cdot D$) correspondem à altura armazenada para uma duração específica. Traçando a paralela da curva ($q_s \cdot D$) que passa pela curva $P(D,T)$, a diferença de altura entre as duas, determina a altura máxima específica a armazenar sem que haja transbordamento.

$$DP_{max}(q_s, T) = Max(D, T) - q_s \cdot D = P(D_d, T) - q_s \cdot D \quad (5)$$

Figura 17: Sobreposição da curva PD para o período de retorno escolhido (T) e a curva de evacuação.



Fonte: Baptista, Nascimento & Barraud (2011).

Assim, o volume de armazenamento S_{max} , pode ser encontrado através da fórmula:

$$S_{max} = DP_{max}(q_s, T) \cdot A_a \quad (6)$$

A estimativa do tempo de funcionamento da obra pode ser determinada pelo cálculo da igualdade de volumes, ou alturas da água, de entrada e saída. Considerando que o tempo de funcionamento é o período em que há volume de água dentro da estrutura, então ele pode ser calculado pela divisão da altura da lâmina d'água causada por uma chuva de tempo de retorno T, pela vazão específica q_s , como identificado pela equação (7).

$$D_f = \frac{P(D_p, T)}{q_s} \quad (7)$$

$$D_v = \frac{DP_{max}(q_s, T)}{q_s} \quad (8)$$

Estima-se que o tempo de esvaziamento D_v seja o necessário para escoar o volume armazenado a uma vazão constante. Porém, este tempo deve ser estabelecido de uma forma que não supere 24 horas.

3.4.2. Método dos volumes

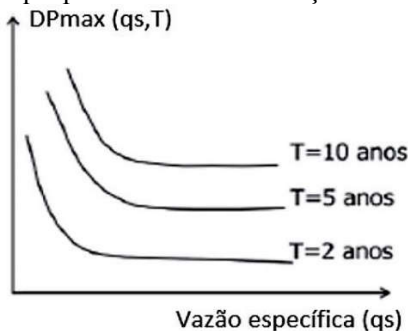
Este método baseia-se na determinação dos volumes máximos anuais através das alturas pluviiais acumuladas por ano, conforme a Figura 18. Para cada ano I com eventos de precipitação j com cada vazão específica q_s , calcula-se uma altura $DP_{ij}(q_s)$, que corresponde à diferença entre cada curva das alturas acumuladas para cada evento e a curva de evacuação $q_s \cdot D$. Dessa forma, é estipulado os valores máximos anuais, possibilitando a análise de frequência destes valores e a construção de um gráfico $DPmax(q_s, T)$ em função de q_s e T , como mostra a Figura 19.

Figura 18: Curva das alturas acumuladas em um ano.



Fonte: Baptista, Nascimento & Barraud (2011).

Figura 19: Curvas que permitem a determinação da altura específica.



Fonte: Baptista, Nascimento & Barraud (2011).

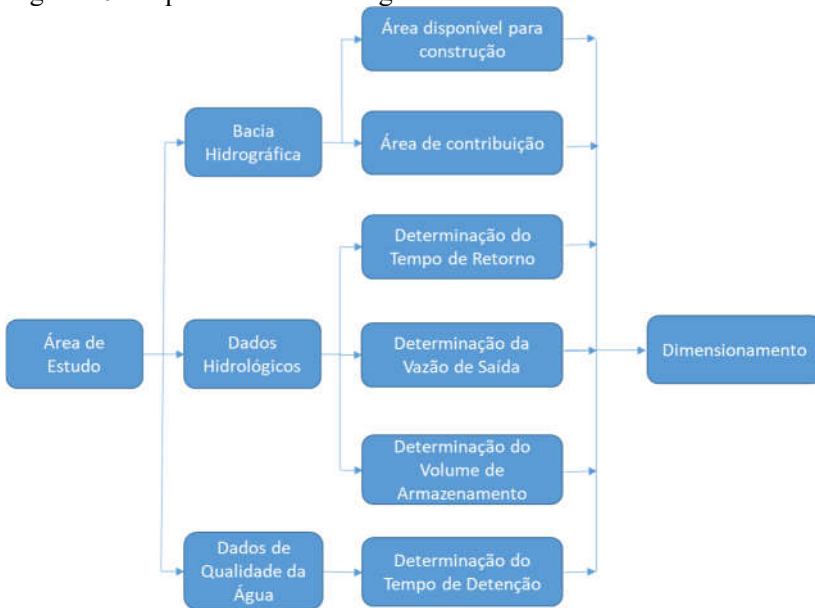
Logo, o volume de armazenamento, o tempo de funcionamento e esvaziamento, é calculado da mesma forma como apresentado anteriormente no método das chuvas.

4. METODOLOGIA

4.1. Organização das etapas metodológicas

A Figura 20 ilustra as etapas metodológicas utilizadas para a elaboração deste trabalho. Inicialmente, foram coletados dados sobre a área de estudo, que incluem dados referentes à bacia hidrográfica do córrego da Serrinha, dados hidrológicos da região e dados de qualidade da água. A partir dos dados da bacia hidrográfica, como a área de contribuição e o uso e ocupação da bacia, pode-se determinar áreas impermeabilizadas e, por conseguinte, juntamente com os dados hidrológicos, é possível determinar qual o volume de água que abastecerá o *wetland*. Através de uma análise do uso e ocupação da área, pode-se escolher o local onde será implantada a estrutura.

Figura 20: Esquema da metodologia.



Fonte: Elaboração própria.

Os dados hidrológicos incluem os dados de precipitação, que, em conjunto, com o tempo de retorno escolhido e a área de contribuição, é possível determinar o volume de água que o *wetland* deverá amortecer. O tempo de retorno foi escolhido baseado em estudos que relacionam o uso e ocupação da área com o risco hidrológico ao qual ela está sujeita, caso a área venha a inundar. Para definir o volume de água armazenado, além de saber o volume que chega na estrutura, também deve ser determinada a vazão que será lançada a jusante.

Com os dados de qualidade da água, é identificado o grau de poluição do córrego. Assim, poderá ser estabelecido um desempenho hidráulico que seja capaz de garantir o tratamento da água para os parâmetros da sua classe de uso. Após estabelecido o tempo de detenção necessário para o tratamento e o volume armazenado, a estrutura pode ser planejada de acordo com área disponível para sua construção. E por fim, os layouts do *wetland* e das suas estruturas de saída e entrada, podem ser elaboradas, de forma integrada ao ambiente ao seu entorno.

4.2. Materiais

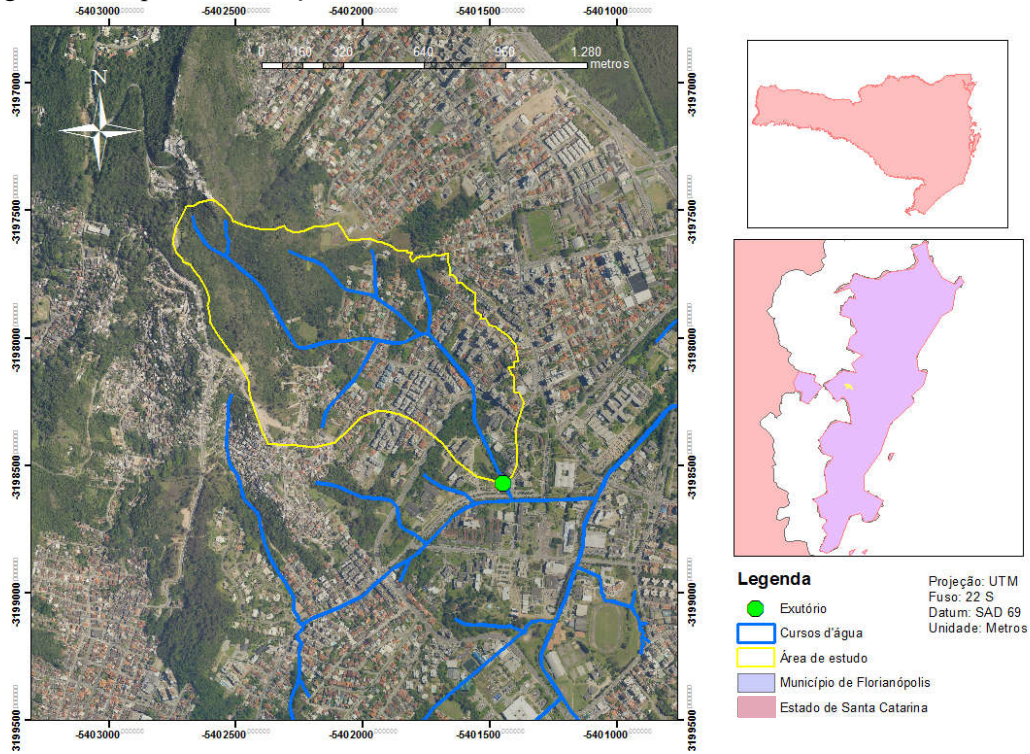
Para a melhor compreensão da área de estudo e para os posteriores cálculos neste trabalho, foram elaborados mapas da bacia hidrográfica do córrego da Serrinha. Os dados utilizados para a construção desses mapas foram obtidos de diversas fontes. As imagens foram obtidas pelo levantamento aerofotogramétrico da Secretaria de Estado do Desenvolvimento Econômico Sustentável (SDS) de 2010 no formato ortofotomosaico RGB e os cursos d'água foram extraídos do IPUF (2002) e uma outra parte foi obtido por fotointerpretação das fotografias aéreas. Para a delimitação da bacia foram utilizadas as curvas de nível da EPAGRI do Centro de Informações de Recursos Ambientais e de Hidrometeorologia de Santa Catarina (CIRAM).

Para construção do mapa de declividade foi utilizado o levantamento aerofotogramétrico (2010) do Modelo Digital de Terreno SG-22-Z-D-V-2 disponibilizado pela SDS através do Sistema de Informações Geográficas de Santa Catarina (SIGSC). Todos os mapas elaborados neste trabalho foram confeccionados utilizando o Software ArcGIS e estão no sistema de coordenadas planas, em projeção Universal Transversa de Mercator (UTM), datum SAD69, zona 22S.

4.3. Caracterização da área de estudo

O presente trabalho irá propor o pré-projeto de um *wetland* construído para a revitalização do córrego da Serrinha, dentro das imediações do *campus* da UFSC. O *campus* se encontra dentro do bairro Trindade, no município de Florianópolis. O córrego analisado possui nascente no bairro Serrinha e faz parte da Bacia Hidrográfica do Rio Itacorubi. Dentro da bacia hidrográfica do Rio Itacorubi, encontra-se a bacia hidrográfica do Rio do Meio que abrange a região do campus universitário. Sua área é de aproximadamente 4,5 km², cujo rio principal é o rio do Meio e um dos seus afluentes é o rio Serrinha (MOLUNGO, 2012). A Figura 21 mostra a localização da Bacia do córrego Serrinha em relação ao estado de Santa Catarina e do município de Florianópolis. Nessa imagem, pode também ser identificada a delimitação da bacia que possui uma área de aproximadamente 689.345,25 m², a qual foi traçada com base na topografia da região.

Figura 21: Mapa de localização da área de estudo.



Fonte: Elaboração própria.

A região do bairro Serrinha, onde está inserida a bacia hidrográfica de estudo, passou por crescente processo de urbanização nos últimos 30 anos, devido, principalmente, à presença da Universidade Federal de Santa Catarina, além de o bairro Trindade ser um grande centro comercial e administrativo. Devido a esta característica de ocupação urbana, a população flutuante na região é significativa. A grande circulação de pessoas na região impulsiona o processo de urbanização resultando em impactos ambientais, gerando transformações na paisagem, ocupação irregular e falta de planejamento na gestão ambiental (PINTO *et al.*, 2007).

A significativa quantidade de pessoas que transitam a região, intensifica o tráfego de automóveis e aumentam a quantidade de resíduos gerados. Assim, é identificada, além das poluições pontuais causados por lançamento de esgoto, a poluição causada por fontes difusas. Os eventos que mais contribuem para esse tipo de poluição são os resíduos acumulados em ruas, o desgaste das ruas pelos veículos, os resíduos de animais domésticos e pássaros, resíduos de combustíveis, óleo e graxas de veículos e atividades de construção. Por se tratarem de impurezas, possuem uma dispersão maior no corpo hídrico, dificultando a quantificação e a caracterização da fonte poluidora (GARCIAS & SATTORIVA, 2010).

Outro agravante da região é que parte da bacia é habitada por moradias em situação irregulares que se encontram em situação precária, principalmente nas áreas mais altas do morro. Grande parte das ruas não possui calçamento e a iluminação pública é deficiente em vários pontos. Tratando-se do esgoto doméstico, muitos moradores da Serrinha não têm conhecimento sobre a gravidade dos problemas resultantes da ausência de esgotamento sanitário, e também não sabem se as moradias estão regularizadas, ou seja, se estão ou não ligadas a uma rede coletora. Muitas residências, cujos moradores acreditam estarem despejando o esgoto doméstico corretamente, na verdade, estão ligadas à rede de águas pluviais. Há, ainda, pontos em que a rede coletora oficial chega a determinadas áreas e os moradores não foram informados de como fazer as ligações. Assim, os problemas que poderiam ser resolvidos com a implantação da rede coletora de esgoto pela prefeitura, não representaram qualquer modificação na melhoria da comunidade ou no ambiente (PHILIPPI *et al.*, 2004).

Visto a problemática do sistema de saneamento do bairro da Serrinha, juntamente com a falta de infraestrutura, pode-se projetar as consequências da deficiência desses setores na drenagem urbana. Como apresentado pelo trabalho de Philippi *et al.* (2004), muitas residências descar-

tam o seu esgoto doméstico na rede de drenagem urbana, sendo um problema muito grave, uma vez que, a rede de drenagem lança esses efluentes nos córregos.

Visando a melhoria do atendimento de esgoto na região no Maciço do Morro da Cruz, em 2010, juntamente com investimentos do PAC, Programa de Aceleração do Crescimento, a CASAN implantou uma rede coletora de esgoto no bairro Serrinha. Segundo o memorial do projeto disponibilizado pela CASAN, foi previsto a construção de 2538 metros de rede coletora, onde seriam beneficiados 1055 habitantes e 211 residências, porém, parte do projeto não foi executado. Assim, conclui-se que, mesmo havendo investimentos na infraestrutura de saneamento no bairro, parte das residências ainda não possuem um tratamento adequado dos seus efluentes domésticos.

As imagens da Figura 22 mostram ligações clandestinas de esgoto sendo despejadas em um dos córregos da bacia do rio Serrinha. Este local não possui rede de esgoto, uma vez que as residências não estão regularizadas, pois foram construídas em terreno público, pertencentes à UFSC. No dia que foi feita a visita de campo, havia um forte cheiro de detergente e a água se encontrava esbranquiçada, evidenciando o descarte irregular de efluentes domésticos.

Figura 22: Ligações de esgoto no córrego (17/05/2018).



Fonte: Arquivo pessoal da autora.

Outra questão importante é que uma parte da rede de esgoto foi construída imediatamente ao lado do córrego. Devido ao lançamento inadequado de resíduos e gordura na rede de esgoto, ocorreram episódios, cujo os poços de visitas instalados ao lado do córrego transbordaram vazando esgoto para o curso d'água. A obstrução da rede por gordura é agravada devido ao Restaurante dos Servidores da UFSC que despeja excesso de gordura na rede. Situações como essa causam problemas graves de poluição e afetam, também, os rios subsequentes. Como pode ser analisado na Figura 23, os dois PV's que transbordaram na situação descrita anteriormente, se encontram bem próximos ao córrego. Também pode ser observado que existem muitas saídas de drenagem urbana no canal e apesar desse tipo de ligação ser regularizada, elas acabam levando sedimentos, resíduos e poluentes para o curso d'água.

Figura 23: Poços de visita da rede de esgoto instalados próximos ao córrego e ligações de drenagem que desembocam no canal (17/05/2018).



Fonte: Arquivo pessoal da autora.

Além das ligações clandestinas de esgoto, a falta de infraestrutura relacionada à coleta de resíduos urbanos também prejudica a qualidade dos rios da região. Apesar de a COMCAP atender boa parte das servidões do bairro, fazendo a coleta três vezes na semana, nas regiões mais carentes, os resíduos sólidos ainda são descartados de forma inadequada. A

Figura 24 mostra resíduos sólidos descartados no chão próximos aos locais de coleta da COMCAP, evidenciando que, mesmo possuindo o serviço de coleta, ele não é totalmente eficiente.

Figura 24: Descarte inadequado dos resíduos sólidos (17/05/2018).



Fonte: Arquivo pessoal da autora.

Os reflexos da falta de saneamento e de conhecimento dos próprios moradores são observados nas imagens da Figura 25, as quais mostram uma ligação clandestina de esgoto desembocando no córrego. Nota-se a quantidade de lixo depositados nos córregos e a coloração da água esbranquiçada e turva.

Figura 25: Situação precária dos córregos da Serrinha (17/05/2018).



Fonte: Arquivo pessoal da autora.

As Figura 26 mostram o córrego nesta mesma região, onde nas margens se depositam resíduos e a água continua esbranquiçada e turva. Mesmo ele estando protegido pela vegetação são evidentes os traços de poluição.

Figura 26: Área entorno do córrego (17/05/2018).



Fonte: Arquivo pessoal da autora.

As imagens das Figura 27 e Figura 28 foram fotografadas no dia 18 de maio de 2018, dentro do campus da UFSC. Nas imagens pode ser identificada uma macha marrom acumulada próximo as paredes do canal. Nessas regiões, a velocidade de escoamento é menor, devido ao atrito com as paredes e às vegetações que cresceram nas bordas, por isso, nessas áreas acumulam-se gorduras e sedimentos. Também podem ser notados os resíduos sólidos que são carregados pelo córrego e a coloração escura e turva da água.

Figura 27: Imagens do córrego da Serrinha do dia 18/05/2018 no exutório na bacia.



Fonte: Arquivo pessoal da autora.

Figura 28: Imagens do córrego da Serrinha dentro do Campus Universitário no dia 18/05/2018.



Fonte: Arquivo pessoal da autora.

A declividade do terreno também influencia diretamente no comportamento do rio e na qualidade da sua água. Bacias com maior declividade tem um tempo de resposta, em relação às chuvas, mais curto. Além disso, para uma análise qualitativa do corpo d'água, a declividade influencia, pois quanto maior a velocidade de escoamento maior o poder de carregamento de resíduos e poluentes da superfície da bacia para o leito do rio. Por esse motivo, para melhor compreensão da bacia hidrográfica, é importante o estudo do relevo da bacia. Na Figura 29 podem ser identificadas, por cores, as declividades do terreno, que são classificadas conforme considerações da Embrapa (1979). De acordo com este mapa é observado que as declividades mais baixas estão entre 0 a 3% e as mais altas podem chegar a mais de 75 %. Porém, conclui-se que existe a predominância de terreno fortemente ondulado (20 – 45%) e ondulado (8 – 20%). A região do exutório é classificado como plano e suave-ondulado (3 – 8%), já a região da nascente do rio principal, é classificado como fortemente montanhoso (declividades acima de 75%).

Segundo a Lei complementar nº 482/2014, que trata sobre o Plano Diretor de Florianópolis, as áreas onde predominam as declividades entre 30% e 46,6% são denominadas de Áreas de Preservação com Uso Limitado de Encosta (APL-E). Essas áreas não apresentam condições adequadas para suportar determinadas formas de uso do solo sem causar prejuízo

no equilíbrio ecológico ou da paisagem natural. Bem como as áreas situadas acima da cota 100 que são classificadas como Áreas de Preservação Permanente (APP) e são áreas que não podem ser construídas. De acordo com o Plano Diretor, a região onde está inserida a bacia hidrográfica de estudo, possui áreas de APP próximo às nascentes, seguindo o sentido do escoamento, tem-se áreas de APL-E, e predominantemente, temos Áreas Residencial Predominante e mais próximos do exulório, Área Residencial Mista, região onde pode ser construído comércio. Por último, junto ao exulório tem-se a região Comunitária / Institucional, que se trata do Campus da Universidade Federal de Santa Catarina.

A Figura 30 apresenta as características de uso e ocupação do solo na região. Nela, são identificadas que a região das nascentes é ocupada por vegetação, sendo 48,7% por vegetação densa e 19,4% por vegetação rasteira. Como foi visto anteriormente, este cenário ocorre devido à declividade do terreno, pois, além de ser mais difícil de construir nas áreas mais altas e íngremes, o Plano Diretor também restringe a construção nessas áreas. Nas regiões mais baixas, com menor declividade, estão concentradas as áreas impermeabilizadas, que abrangem tanto as áreas construídas quanto as áreas pavimentadas, e constituem 32,4% do território da bacia. A Tabela 5 apresenta as porcentagens da área para cada uso do solo.

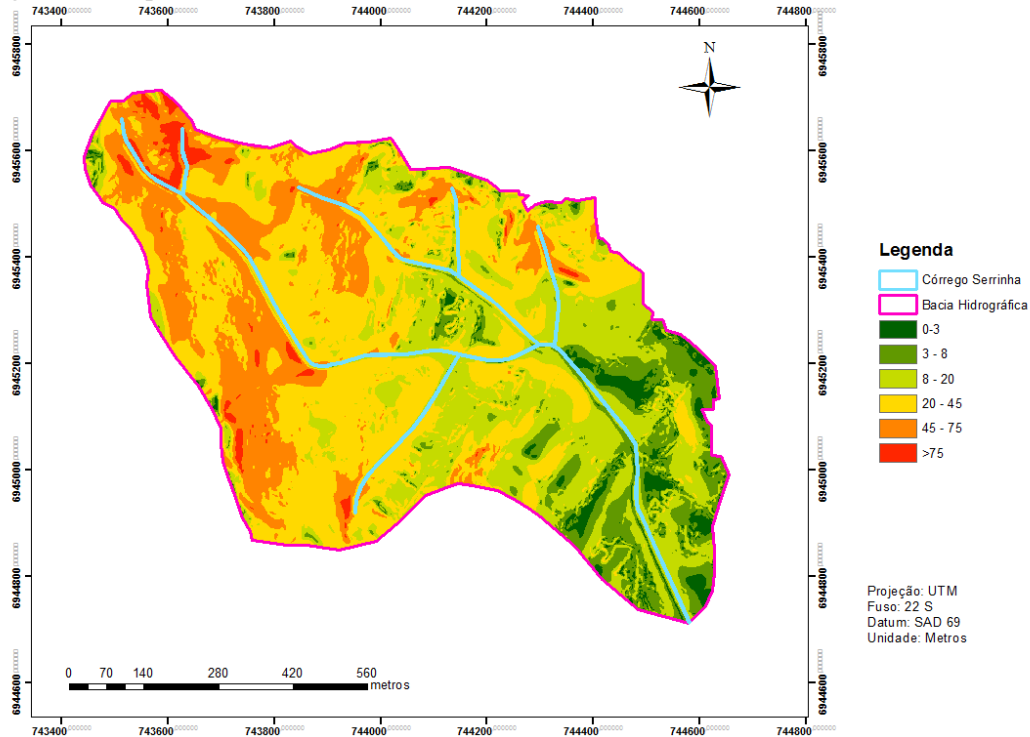
Tabela 5: Relação da área em (m²) e (%) com o uso e ocupação do solo da área de estudo.

Uso e ocupação do solo	Área (m²)	Área (%)
Vegetação rasteira	133.557,3	19,4
Vegetação densa	335.960,9	48,7
Pavimentação	118.769,7	17,2
Áreas construídas	101.058,9	14,7

Fonte: elaboração própria.

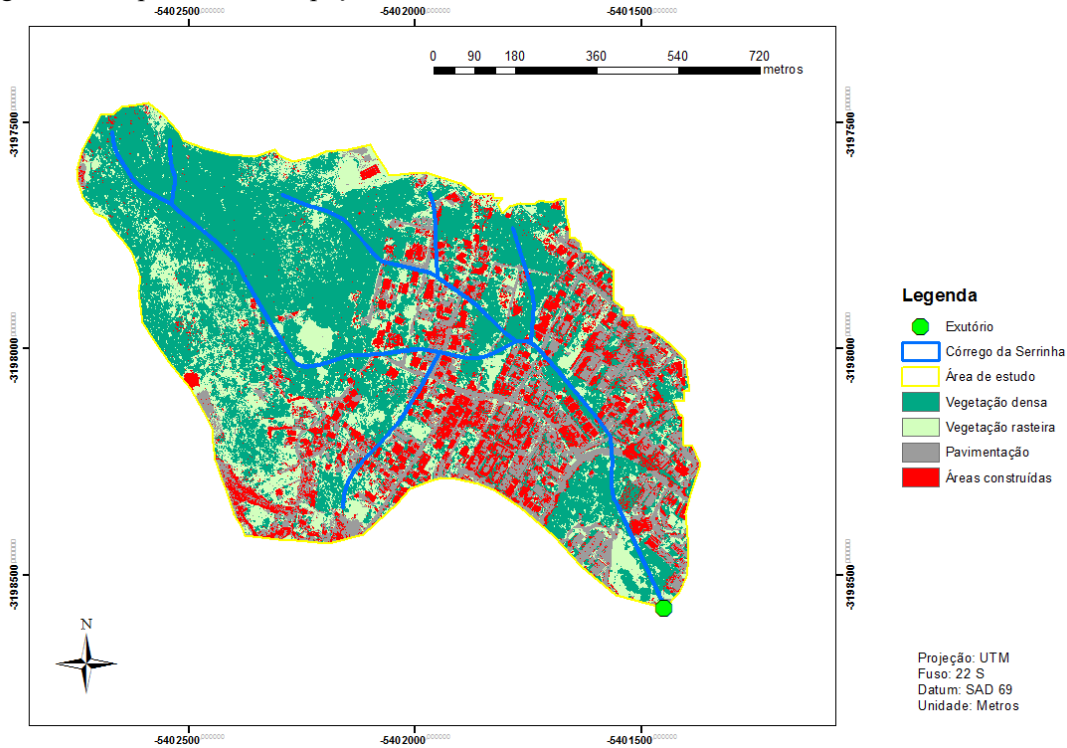
Dessa forma, considera-se que as regiões que possuem maior probabilidade de contribuir para a poluição dos córregos seriam os trechos onde ele passa pelas áreas construídas, principalmente, pelas regiões mais carentes e as áreas comerciais. A região da nascente do rio principal, ainda se mantém mais preservada por ser uma área de APP e ainda não possui áreas construídas.

Figura 29: Mapa de declividade da área de estudo.



Fonte: Elaboração própria.

Figura 30: Mapa de uso e ocupação do solo da área de estudo.

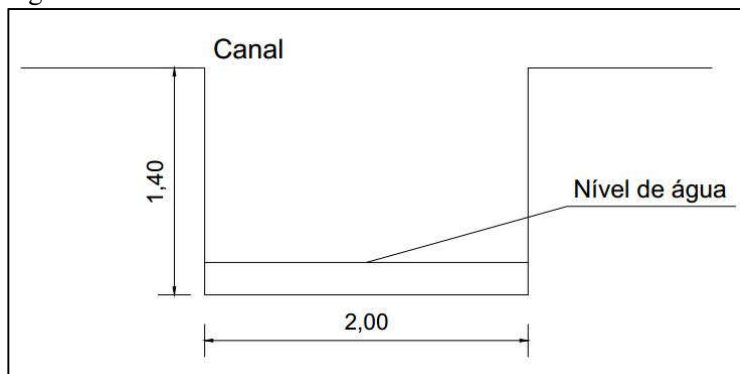


Fonte: Elaboração própria.

Para este trabalho é importante identificar as características climáticas da região, visto que elas influenciam diretamente no regime de chuvas. Assim, segundo a nomenclatura de Köppen o clima de Santa Catarina é classificado como mesotérmico úmido. Esse tipo de clima não apresenta estações secas e inclui também duas subclassificações clima subtropical (Cfa) e clima temperado (Cfb). O município de Florianópolis encontra-se na região de Cfa, cuja a temperatura média no mês mais frio é inferior a 18°C e temperatura média no mês mais quente acima de 22°C, com verões quentes, poucos registros de geadas e tendência de concentração das chuvas nos meses de verão, contudo sem estação seca definida (EPAGRI, 2002).

Para a caracterização da área de estudo, também é importante apresentar as dimensões da seção do canal. A Figura 31 ilustra o corte transversal do canal na região do exutório, cuja seção é retangular de altura de 1,4m e largura de 2 m.

Figura 31: Dimensões do canal.



Fonte: Elaboração própria.

4.3.1. Qualidade da água do Córrego da Serrinha

Foram utilizados os dados de qualidade da água obtidos pelas campanhas de amostragem realizadas pelo PRAD (2017) cujo monitoramento dos córregos iniciou em agosto de 2015, com duração de um ano. As amostragens foram realizadas em sete pontos da bacia do rio do Meio, onde o ponto de coleta do córrego Serrinha se encontra no exutório escolhido para este trabalho.

Para as análises semanais foram monitorados 5 parâmetros de qualidade, utilizando a Sonda Multiparâmetros modelo 6600-V2-2 da marca YSI e do Oxímetro modelo AT-130 da marca Alfakit. Sendo os parâmetros analisados: potencial hidrogeniônico (pH), oxigênio dissolvido (OD), temperatura, condutividade e turbidez. As análises mensais utilizaram-se de infraestrutura e equipamentos disponíveis no Laboratório Integrado do Meio Ambiente (LIMA). Além dos parâmetros analisados semanalmente, foram feitas análises mensais realizadas em laboratórios, de sólidos totais, demanda bioquímica de oxigênio (DBO), coliformes totais e fecais, fósforo total, amônia, nitrito, nitrato e carbono orgânico total dissolvido (COD).

Com as análises mensais foi calculado o Índice de Qualidade da Água (IQA). Este índice utiliza nove parâmetros para indicar a contaminação causada, principalmente, pelo lançamento de esgotos domésticos, e gera um índice de escala de 0 a 100, cuja escala é dividida em faixas de qualidade. Admite-se a mesma classificação considerada pelo PRAD que é aplicada no Rio Grande do Sul e Paraná, que é apresentada na Tabela 6 (ANA, 2017; PRAD, 2017).

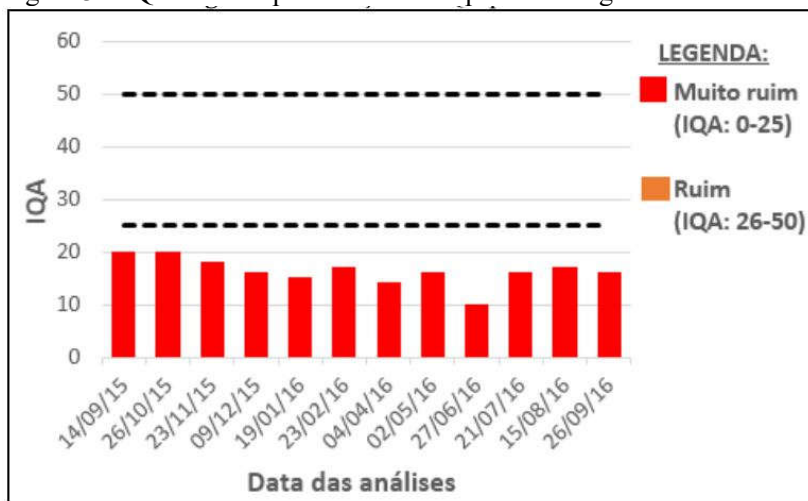
Tabela 6 : Classificação das categorias de IQA.

Categoria	Ponderação
Ótima	91 < IQA < 100
Boa	71 < IQA < 90
Razoável	51 < IQA < 70
Ruim	26 < IQA < 50
Péssima / Muito Ruim	0 < IQA < 25

Fonte: ANA, 2017.

Com base nessa tabela, foi construído o gráfico apresentado pela Figura 32, que ilustra os valores de IQA encontrados para o córrego da Serrinha. Durante todo o período analisado, a qualidade da água do córrego se enquadra como muito ruim, evidenciando, a precariedade das condições sanitárias do córrego.

Figura 32: IQA das campanhas de coleta para o córrego da Serrinha.



Fonte: PRAD, 2017.

A Figura 33 mostra os valores de IQA encontrados para os 7 pontos de coleta para análise na Bacia do rio do Meio. O ponto 7 se encontra no exutório do córrego da Serrinha e nesta imagem pode-se comparar este córrego com os demais pontos analisados. O ponto 7 é o que possui menores valores de IQA, mostrando a gravidade do problema, pois além de mostrar que o córrego se encontra em péssimas condições de qualidade da água, ele ainda contribui para a poluição dos trechos seguintes. Assim como pode ser observado no ponto 2, que se encontra logo após a união do córrego da Serrinha e da Carvoeira, e no ponto 1, que é o exutório da bacia, estes são os locais que apresentam as piores condições de qualidade da água da bacia.

Figura 33: Tabela com os IQAs para os diferentes pontos de análises que foram realizados no rio do Meio e seus afluentes.

Ponto/Data	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4	Ponto 5	Ponto 6	Ponto 7
14/09/2015	21	16	41	43	41	18	20
26/10/2015	28	26	24	41	26	24	20
23/11/2015	28	24	32	33	24	26	18
09/12/2015	25	16	33	36	44	20	16
19/01/2016	18	16	34	25	32	26	15
23/02/2016	24	24	35	24	31	28	17
04/04/2016	15	15	31	34	27	23	14
02/05/2016	24	15	48	48	36	32	16
27/06/2016	22	15	41	49	31	35	10
21/07/2016	24	17	39	35	31	38	16
15/08/2016	21	18	29	28	30	26	17
26/09/2016	16	17	38	40	31	22	16

Fonte: PRAD, 2017.

Para a análise deste trabalho será levado em consideração a Resolução Federal CONAMA 357/05, que determina, através de parâmetros de qualidade da água, os usos que o corpo de água pode ser submetido. O rio do Meio e seus afluentes são classificados dentro da Classe II, segundo a Portaria Estadual n. 024/1979. Os corpos de águas classificados nesta classe de uso, podem ser destinados para o abastecimento de água para consumo humano após tratamento, deve proteger as comunidades aquáticas, pode ser usado para recreação primária (próprio para banho), irrigação, entre outros usos. Portanto, ao ser analisado o IQA foi levado em consideração os usos almejados para um rio de Classe II, segundo a resolução CONAMA 357 de 2005.

4.3.2. Comportamento pluviométrico

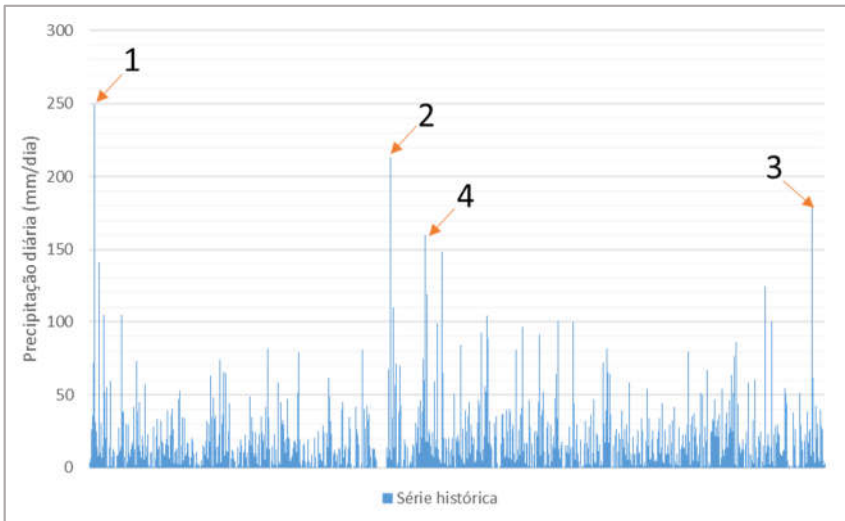
Os dados pluviométricos foram retirados da estação pluviométrica da EPAGRI localizada na sede do Itacorubi. Como a Bacia do córrego da Serrinha está inserido dentro da Bacia do Itacorubi, pode ser considerado que as chuvas afetam igualmente toda a região da Bacia do Itacorubi. Assim, as precipitações registradas pela estação da EPAGRI possuem as mesmas características das chuvas que afetam o bairro Serrinha. A estação possui dados meteorológicos referentes ao período de janeiro de 1996 a abril de 2018, porém, neste trabalho serão utilizados apenas dados de

2001 a 2018, pois os dados registrados anteriores a este período possuem falhas e não foram considerados confiáveis.

A Figura 34 representa o gráfico das precipitações diárias registradas dentro do período de estudo, durante 17 anos. Por meio deste gráfico distinguem-se as chuvas extremas que ocorreram durante esse período. Nele, estão sinalizados os picos de precipitação, os quatro dias que mais choveram nestes 17 anos. O ponto 1 indica o maior pico de precipitação, onde foi registrado uma chuva de 250 mm no dia 4 de fevereiro de 2001. O ponto 2 sinaliza uma precipitação de 212,8 mm no dia 1 de fevereiro de 2008, o ponto 3, aponta uma chuva de 178,8 mm ocorrida em 11 de janeiro de 2018 e o ponto 4 uma chuva de 160 mm no dia 23 de novembro de 2008. Nos períodos que foram registradas essas chuvas extremas coincidem com alguns eventos de inundações em vários pontos do Estado de Santa Catarina. Um dos períodos mais conhecidos foi em 2008, onde ocorreu, segundo o Corpo de Bombeiros Militar de Santa Catarina, a pior calamidade no Estado desde 1852. Este período está registrado entre o ponto 2 e ponto 4, apesar desse período não constar o maior pico de chuva diária, porém, neste ano foram registradas 12 precipitações diárias maiores que 50mm e 5 maiores que 100mm, enquanto que no ano seguinte, 2009, foram registradas 6 chuvas maiores que 50mm e apenas uma maior que 100mm.

Em 2001, ocorreram inundações em Santa Catarina nos meses de fevereiro, setembro e outubro, afetando mais de 50 municípios. Neste ano foram registradas nove chuvas acima de 90 mm e cinco acima de 100 mm. Comparando com o ano de 2008, apesar de 2011 possuir o maior pico de chuva diária nos últimos 17 anos, em 2008 a frequência de chuvas foi maior, provocando maiores danos sociais e econômicos. O ponto 3 faz parte das chuvas intensas que ocorreram em janeiro de 2018, onde foram identificados vários pontos de alagamento na ilha de Florianópolis. Neste mês foram registradas cinco chuvas acima de 50mm e uma acima de 100mm. Segundo a Defesa Civil do Estado de Santa Catarina (2018), até o dia 12 de janeiro, foram registradas que 23 cidades do Estado foram afetadas, com mais de 1749 desalojados, 3 mortes, sendo dois na cidade de Florianópolis, que foi um dos municípios mais atingidos pelas chuvas.

Figura 34: Gráfico da série histórica das precipitações diárias registradas entre o ano de 2001 a 2018.



Fonte: Elaboração própria.

A Figura 35 registra as condições do córrego em frente a Biblioteca Universitária dentro do Campus da UFSC no dia 23 de janeiro de 2018. Este ponto onde foi registrada a imagem se encontra a aproximadamente 200m do exutório do córrego da Serrinha, então, consegue-se prever, que as condições dos dois córregos se encontravam semelhantes. Nessa imagem pode ser notado que o nível do córrego se encontra muito acima do normal, chegando a ultrapassar a secção retangular construída para retificar o curso da água, chegando quase no limite para não transbordar.

Figura 35: Foto do córrego da UFSC no dia 23 de janeiro de 2018.



Fonte: Arquivo pessoal da autora.

A Figura 36 identifica duas imagens registradas por vídeos filmados em março de 2010. Os vídeos mostram dois córregos da Bacia do Rio do Meio que passa por dentro da UFSC. Com essas imagens conseguimos ter uma visão mais ampla das inundações que ocorrem dentro do Campus Universitário. Nos seis dias que antecederam a estas imagens não foram registradas precipitações diárias maiores que 50mm, mas a chuva acumulada chegou a 150mm.

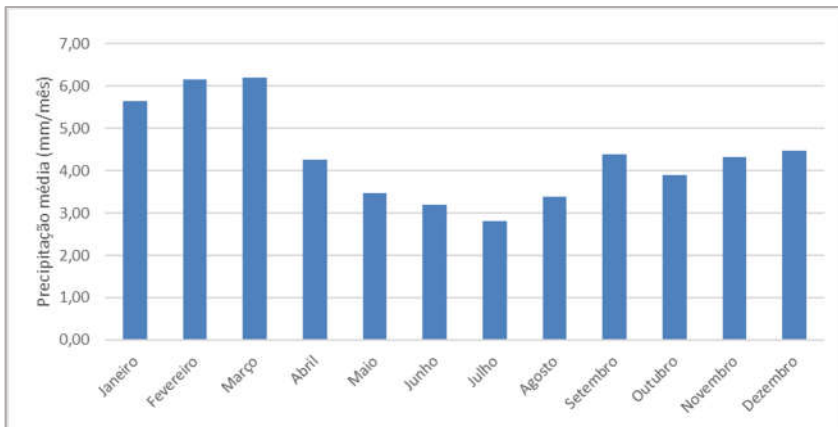
Figura 36: Imagens de inundações do córregos da UFSC em março de 2010.



Fonte: Tasca (2010).

Na Figura 37 são apresentadas as precipitações médias mensais de 2001 a 2018. Com este gráfico visualiza-se que os meses mais chuvosos são Janeiro, Fevereiro e Março, coincidindo com os meses que ocorreram as chuvas extremas da Figura 34, exceto o ponto 4, e das inundações registradas pelas imagens da Figura 35 e Figura 36. O inverno é caracterizado como mais seco, e as chuvas nessa estação são predominantemente de chuvas frontais, que normalmente são menos intensas. A medida que as temperaturas aumentam as chuvas se intensificam, caracterizando as chuvas convectivas, que são mais frequentes no verão.

Figura 37: Gráfico das precipitações médias mensais entre o ano de 2001 a 2018.



Fonte: Elaboração própria.

4.4. Dimensionamento das estruturas

Este item aborda as metodologias que foram utilizadas neste trabalho para calcular as dimensões do sistema proposto. A seguir são discutidos os parâmetros necessários para os cálculos, tais como, o tempo de retorno, a vazão de saída do sistema, os volumes armazenados e considerações sobre a bacia de sedimentação.

4.4.1. Escolha do tempo de retorno

O tempo de retorno escolhido para o dimensionamento da estrutura foi baseado na Tabela 2, apresentada na revisão bibliográfica. Esta tabela determina o tempo de retorno de acordo com a suscetibilidade da região ao risco hidrológico, deste modo, ela varia conforme o tipo de ocupação da bacia. Em se tratando de uma estrutura de microdrenagem, cuja a área analisada possui ocupação residencial, comercial e edifícios públicos, neste caso, o tempo de retorno, pode ser de 2 a 5 anos.

Após escolhido o período de retorno, foi calculado o volume correspondente que o WC deve amortecer. Feito isto, é realizada uma análise dos resultados, para identificar se a área disponível para construção consegue comportar as dimensões da estrutura. Caso as condições do terreno ou as restrições construtivas do *wetland* não consigam englobar as dimensões dos volumes necessários para o tempo de retorno escolhido, este será alterado, para se adaptar melhor as condições locais.

4.4.2. Dimensionamento da bacia de sedimentação

Como foi apresentado anteriormente no item 3.2.2, segundo CH2M HILL (2014) existem alguns padrões a serem seguidos para o dimensionamento da bacia de sedimentação, tais como:

- Volume mínimo de 10% do volume do *wetland*;
- Profundidade mínima de 1 metro;
- Razão comprimento/largura mínimo de 2 para 1.

Sabendo-se que o volume armazenado deverá ser de no mínimo 10% do volume do WC, este volume deve ser dividido em um volume de armazenamento permanente de água e um volume temporário. O volume de água permanente é configurado para levar em conta a evaporação durante os períodos de clima seco entre dois eventos chuvosos, sendo a evaporação estimada em 3 a 4 L/m².dia. O volume de água temporária corresponde ao volume de água a ser armazenado durante os eventos chuvosos (SCHIMTT, 2014).

4.4.3. Dimensionamento do wetland construído

Nesta etapa são dadas as diretrizes que foram tomadas para os cálculos necessários para determinar o dimensionamento das estruturas que compõe o *wetland* construído.

4.4.3.1. Vazão de saída

Para o cálculo da vazão de saída deve ser estimado um pico de vazão para o qual será dimensionando o conduto de saída. Esta vazão pode ser calculada pelo método racional, uma vez que este método calcula a vazão de pico referente a um determinado período de retorno a uma dada chuva de projeto de uma bacia hidrográfica, considerando uma seção de estudo (RIGHETTO, 1998).

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360} \quad (9)$$

Sendo:

Q= vazão de pico (m³ /s);

C= coeficiente de escoamento superficial varia de 0 a 1;

I= intensidade média da chuva (mm/h);

A= área da bacia (ha).

A intensidade da chuva foi calculada para uma situação anterior à urbanização e foram utilizadas as equações de chuva de Florianópolis determinadas por Pompêo (2001).

Para $t \leq 60$ minutos:

$$i = \frac{145 \cdot T^{0,25}}{(t - 1,18)^{0,73}} \quad (10)$$

Para $t > 60$ minutos:

$$i = \frac{597 \cdot T^{0,35}}{(t - 3)^{0,73}} \quad (11)$$

Onde:

i = intensidade média da chuva (mm/h);

T = período de retorno em anos;

t = tempo de duração da chuva em minutos.

A duração da chuva de projeto pode ser conceituada, segundo Righetto (1998), utilizando como referência a chuva de duração igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica. Assim, foi adotado que o

tempo de duração da chuva é igual ao tempo de concentração da bacia, que de acordo com Tucci (2013), pode ser calculado pela equação da California Culverts Practices:

$$T_c = 57. L^{1,155} . H^{-0,385} \quad (12)$$

Onde:

L = comprimento do talvegue (km);

H = diferença de cotas entre a saída da bacia e o ponto mais alto do talvegue (m);

Tc = tempo de concentração da bacia em horas.

Em virtude desta escolha, de calcular a vazão de saída com base num cenário antes da urbanização, estamos considerando que podemos lançar a jusante da estrutura uma vazão que o córrego consegue comportar. E assim, o excedente deve ser armazenado pelo *wetland* construído.

Sabendo o valor de vazão de pico de saída da estrutura, através da equação (13), podemos encontrar a área da seção de saída.

$$Q = m . S \sqrt{2 . g . h_1} \quad (13)$$

Nesta equação Q é a vazão de saída, m é o coeficiente de escoamento que pode variar entre 0,6 e 0,95, neste caso será adotado o valor de 0,6 como recomendado pelo Department of Water and Swan River Trust (2007), S é a área do orifício de saída, g, a aceleração da gravidade e h_1 é a altura de água acima do eixo do conduto.

4.4.3.2. Volume de armazenamento

Após a escolha do tempo de retorno e a determinação da vazão de saída do WC, o volume de armazenamento é calculado através do método das chuvas. Este método foi demonstrado no item 3.4.1. O volume encontrado por este método, determinou qual as dimensões necessárias para comportar um volume necessário para reduzir o pico de vazão de uma chuva de tempo de retorno de 5 anos.

Além, deste volume para o amortecimento de cheias, também é necessário calcular um volume para vazões baixas que proporcione o tratamento da água do córrego. Diversos estudos testaram a influência do TDH na eficiência de purificação de diferentes sistemas de tratamento. Temos como exemplo o trabalho de Terzakis *et al.* (2008), que analisou

a influência do tempo de retenção hidráulica na eficiência de um WC de escoamento de águas superficiais de estradas. Neste estudo, foram utilizados dois Filtros Plantados com macrófita em escala piloto: um com tempo de retenção hidráulica igual a 12h e outro igual a 24h. Os resultados são mostrados na Tabela 7.

Tabela 7: Comparação da eficiência de remoção de poluentes (%) com tempo de detenção hidráulico de 12 e 24h.

Parâmetro	TDH 12horas	TDH 24horas
DQO	49	54
SST	90	94
Nitrogênio total	45	56
Nitrato	66	59
Fósforo total	59	64
Cu	53	58
Ni	9	14
Zn	72	75

Fonte: Adaptado de Terzakis *et al.* (2008).

Com esta tabela percebe-se que para todos os parâmetros, exceto o Nitrato, as eficiências de remoção aumentaram com o TDH de 24h. Deste modo, neste trabalho será adotado um TDH suficiente para remover os poluentes e ao mesmo tempo, que possua um volume que atenda tanto os requisitos qualitativos quanto quantitativos para o sistema ser eficiente.

Para estes cálculos foram utilizados dados de vazão obtidos pelo Núcleo de Estudos da Água, Laboratório da UFSC do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental. Por meio de duas campanhas de amostragem, realizadas no dia 3 de setembro e no dia 28 de março de 2016, com o uso do molinete, foi feita a coleta de dados de vazão no córrego da Serrinha, junto ao exutório. As vazões encontradas estão expostas na Tabela 8.

Tabela 8: Tabela com vazões de nível baixo.

DATA	Nível médio (m)	Vazão (m³/s)	Vazão (m³/h)	Equipamento
03/09/2016	0,13	0,018	64,030	Molinete
03/09/2016	0,13	0,016	57,070	Molinete
03/09/2016	0,13	0,015	54,834	Molinete
28/03/2016	0,13	0,020	72,312	Molinete
28/03/2016	0,13	0,021	76,838	Molinete

Fonte: NEA (2016).

Como pode ser observado na Tabela 8, o nível médio da lâmina d'água nos dias de amostragem, são baixos, 13 cm, pois foram realizados em períodos de seca. Para este cálculo, é necessário utilizar dados de vazão para dias sem eventos de chuva, porque, nesses períodos, o volume escoado é menor, concentrando maior quantidade de poluentes.

Sabe-se que é recomendado um tempo de detenção de 10 a 15 horas para garantir a boa remoção de poluentes, sendo o tempo máximo recomendado de 24 horas. Tendo esses dados é possível calcular o volume necessário para assegurar a eficiência do sistema.

$$TDH = \frac{V}{Q} \quad (14)$$

Na equação (14), o tempo de detenção hidráulico (TDH) depende do volume armazenado (V) na estrutura e vazão (Q) que entra no sistema. Através do cálculo iterativo, sabendo a vazão que entra no sistema, foram dados valores de TDH para achar um volume ótimo que atendesse as necessidades do sistema.

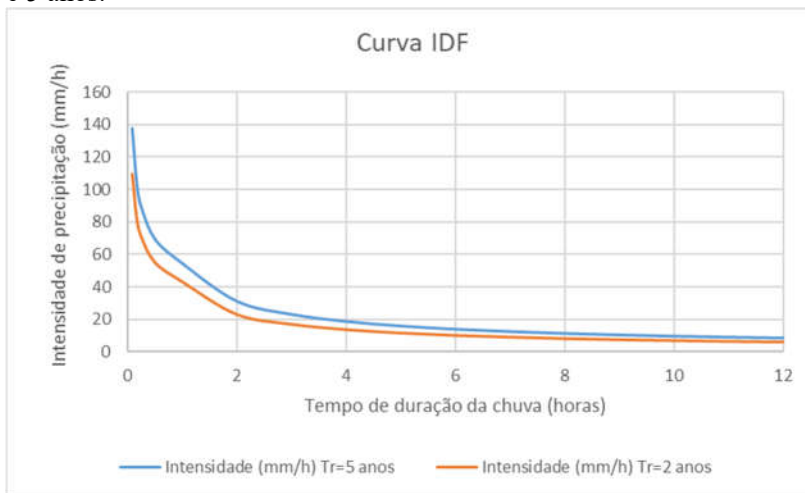
5. RESULTADOS

5.1. Determinação do volume de armazenamento para chuva de projeto

Com base na Tabela 2, foi determinado o tempo de retorno de 5 anos para a chuva de projeto. Sabendo o período de retorno e utilizando as equações de chuvas de Florianópolis desenvolvidas por Pompêo (2001), são encontradas as intensidades das chuvas para um período de

duração determinado. Desta forma, foi construída a curva IDF representada pela Figura 38, para os períodos de retorno de 2 e 5 anos. Nela podemos observar que quanto maior a intensidade da precipitação menor o tempo de duração da chuva. Para o tempo de retorno de 2 anos tem-se valores menores de intensidade, se comparados com o Tr de 5 anos, para uma chuva de mesma duração. Para chuvas com duração maior que 6 horas as curvas de intensidade possuem pequenas variações, além de possuírem pequena diferença entre as duas curvas para um mesmo período.

Figura 38: Curvas IDF de Florianópolis para os períodos de retorno de 2 e 5 anos.



Fonte: Elaboração própria.

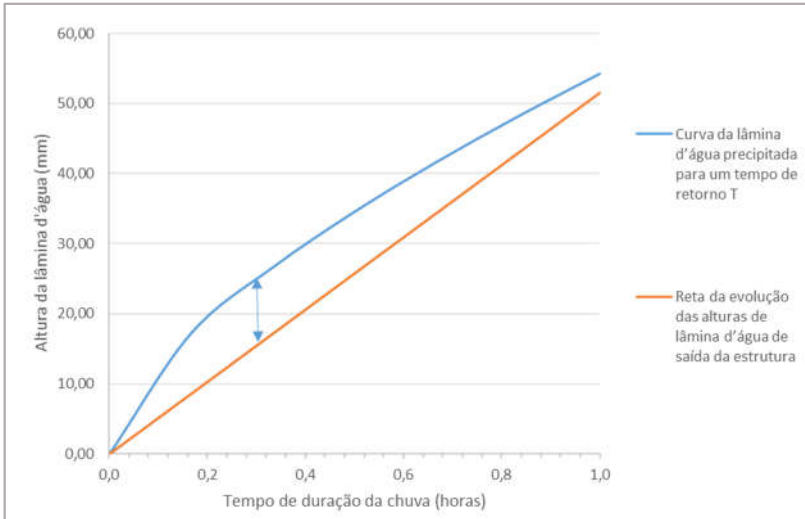
Para determinar o volume de armazenamento do WC através do método das chuvas, primeiramente foi calculada a vazão de saída da estrutura. Esta vazão é calculada pelo método racional, como descrito no item 4.4.3.1. Como mencionado na metodologia, este trabalho considera que a vazão de saída é produzida por condições anteriores à urbanização, uma vez que o meio é capaz de armazenar este volume natural produzido pela chuva de projeto. Desta forma, foi adotado um coeficiente de escoamento igual a 0,18, em que a área ativa é igual a área total da bacia. Para o cálculo da intensidade da chuva de tempo de retorno de 5 anos, foi adotado que a duração da chuva é igual ao tempo de concentração, que foi obtido o valor 12,9 min, produzindo assim, uma chuva de intensidade igual a 93,9 mm/h.

Com esses dados foi possível encontrar o valor da vazão de saída, $3,15 \text{ m}^3/\text{s}$. A partir desta vazão, foram calculadas as dimensões do conduto de saída, que será discutida no item 5.5.

A Figura 39 representa as curvas de alturas precipitadas para um período de retorno de 5 anos e a evolução das alturas de evacuação em função do tempo. A reta do gráfico é determinada pela equação linear, cujo o coeficiente angular é a vazão específica, em função do tempo. A vazão específica representa a vazão que escoar por unidade de área impermeabilizada. No gráfico, esta vazão foi transformada em mm de precipitação que produz o escoamento por unidade de área, de acordo com um tempo de duração de chuva específico. Como neste caso, a vazão foi calculada para uma situação anterior a urbanização, sabemos que ela pode ser contida pelo meio natural.

Por sua vez, a curva azul do gráfico, identifica a altura de lâmina d'água que uma chuva produz em um tempo de duração "X", para um período de retorno de 5 anos. A diferença entre as duas equações resulta na altura de lâmina d'água que a estrutura deve armazenar sem que haja transbordamento. Pois, a curva representa toda a precipitação produzida pela chuva de projeto e a reta, representa o que pode ser lançado no meio, assim, a altura entre as duas equações representa o volume que deve ser armazenado. A maior diferença determina o volume máximo armazenado, que neste caso está identificado pela flecha azul no gráfico. O volume máximo encontrado foi de $4.242,16 \text{ m}^3$, atenuando os efeitos de uma chuva de intensidade de 80 mm com duração de 20 min.

Figura 39: Gráfico das alturas precipitadas em função do tempo para obtenção do volume estocado.

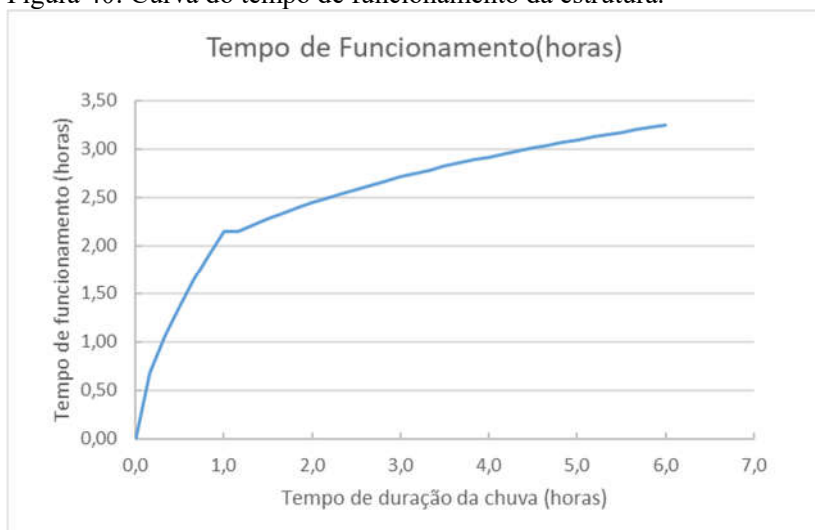


Fonte: elaboração própria.

O tempo de funcionamento foi calculado pela equação (7), ele representa o período em que há volume de água dentro da estrutura. Neste caso foi encontrado o tempo de funcionamento igual a 1 hora. A Figura 40 ilustra a evolução do tempo de funcionamento da estrutura em função do tempo de duração da chuva. Com este gráfico pode-se perceber que quanto maior o tempo de duração da chuva, maior será o tempo que a água ficara armazenada. Esse resultado é evidente, pois quanto maior o tempo de duração da chuva, maior o período em que o WC estará sendo alimentado. A curva de tempo de funcionamento cresce rapidamente até chuvas com tempo de duração de 1 hora, devido as intensidades dessas chuvas, que mesmo possuindo menor tempo de duração, o volume que será armazenado é grande, assim o tempo de funcionamento também depende da intensidade da chuva.

Já o tempo de esvaziamento da estrutura foi calculado pela equação (8), que equivale ao tempo necessário para escoar todo o volume de água armazenado pela chuva de projeto. O tempo de esvaziamento encontrado foi de 11 min para uma chuva de intensidade de 80mm/h.

Figura 40: Curva do tempo de funcionamento da estrutura.



Fonte: elaboração própria.

5.2. Determinação do volume de armazenamento para vazões baixas

O projeto de *wetland* construído, deste trabalho, visa promover a melhoria do córrego e do seu entorno. Para tanto, é necessário que o WC, além de reduzir as inundações locais, também deve promover melhorias na qualidade da água. Os cálculos realizados no item 5.1 objetivam calcular um volume de armazenamento para amortecer o pico de vazão da chuva de projeto. Este item expõe o cálculo do volume para armazenar as vazões baixas, garantindo uma eficiência de remoção de poluentes.

Utilizando a equação (14), onde a vazão é um valor conhecido, foram dados valores de TDH que, de acordo com a área disponível e o volume de armazenamento calculado pela chuva de projeto no item anterior, chegou-se num resultado que pudesse satisfazer os requisitos de TDH e de volume de amortecimento de cheias. Assim, o TDH foi de 19 horas e o volume armazenado de 1.235,3 m³.

5.3. Localização da estrutura

Como apresentado anteriormente o local escolhido para a localização do WC é uma área dentro do campus da UFSC próximo ao exutório

do córrego. Esta área é uma região plana que, na sua margem direita, possui um estacionamento, e, na margem esquerda, uma área não utilizada e pouco arborizada. Isso pode ser observado na Figura 41, onde é possível identificar as duas margens do córrego próximas ao exutório.

Figura 41: Imagem do exutório e das margens do córrego.



Fonte: Arquivo pessoal da autora.

É importante frisar que o WC faz parte das APPs, estando nelas inserido por se constituir uma medida de recuperação da qualidade dos cursos d'água. Sendo proposto por esse trabalho, a instalação do *wetland* nesta região próxima ao exutório, ocupando parte do estacionamento do centro da Matemática e a área verde não utilizada nos fundos do prédio Centro de Ciências Jurídicas. As imagens, a seguir, mostram a ocupação desta área.

Figura 42: Imagens das áreas onde pretende-se instalar o *wetland* construído.



Fonte: Arquivo pessoal da autora.

Com essas imagens pode ser averiguado que a área não é ocupada por construções e nem possui outro tipo de ocupação que poderia impedir a construção do *wetland* nesta região. Há a presença de árvores dos dois lados da margem, que precisariam ser removidas, porém, pensando-se que o WC é uma medida de recuperação do córrego e do seu entorno, a remoção dessas árvores faz-se justificada.

5.4. Configuração do *wetland* construído

Após análise da área disponível para a construção do *wetland*, da topografia da região e das configurações do canal, concluiu-se que a melhor alternativa para a locação do WC seria online. Como a região escolhida possui baixa declividade, 13%, e o canal é profundo, 2 m, para a água escoar por gravidade em direção ao *wetland*, caso este fosse implantado no sistema off-line, comportando todo o volume calculado no item anterior, a cota de fundo do WC ficaria muito abaixo da cota do terreno. Não sendo viável um sistema como esse, uma vez que a escavação é um dos processos mais caros da construção civil para uma obra como esta. Assim, foi descartada a possibilidade de um sistema off-line, devido a sua inviabilidade construtiva.

Utilizando-se da área comentada no item anterior, é previsto a remoção de todo o canal no trecho onde é pretendida a instalação do WC, formando no local uma lagoa de fluxo superficial com uma bacia central formando a área principal de tratamento para fluxos baixos. A proposta é que o sistema construído se assemelhe a um sistema natural de lagoa. Possuindo áreas de águas abertas e com vegetação, áreas mais rasas e mais profundas, compondo assim uma estrutura que, segundo o *Department of Water and Swan River Trust (2007)*, são mais eficientes na remoção de nutrientes, pois aumentam os tempos de detenção e criam uma gama mais diversificada de habitats.

Na cabeceira do WC é incorporada uma zona de entrada profunda, a bacia de sedimentação. Esta região proporciona uma área de assentamento dos sólidos que reduz a entrada de grandes quantidades de sedimentos, funcionando como um pré-tratamento. Esta estrutura será explicada em maiores detalhes no item 5.6.

A transição da lagoa de sedimentação para o *wetland* será feita por redução da profundidade do leito através de uma estrutura de enrocamento, para suportar as vazões de cheias, sem ser carregado pela força

d'água. Esta estrutura ainda pode criar um habitat adicional de macro invertebrados, filtradores que ajudam na purificação da água. Além disso, a redução de profundidades perpendiculares ao fluxo, pode promover várias reações químicas, como a remoção de nitrogênio (*DEPARTMENT OF WATER AND SWAN RIVER TRUST*, 2007).

É interessante que o revestimento do WC seja pouco permeável para reduzir as interações com a água subterrânea e alcançar os objetivos de tratamento da qualidade da água, além de evitar a contaminação do lençol freático. Deste modo, foi pensado em adicionar uma camada de argila para impermeabilizar o leito do *wetland*.

Segundo *Department of Water and Swan River Trust* (2007), os taludes devem possuir inclinação suave, permitindo a segurança pública e criando faixas mais amplas de zonas para o crescimento das plantas. As bordas não devem ser planas ou conter depressões que possam inibir a drenagem, criando áreas estagnadas de reprodução de água e mosquitos. Por isso, foi adotado um talude com inclinação de 1:6, que pode ser identificado no desenho da Figura 46.

O contorno da estrutura foi pensado para aproveitar o espaço disponível e ser eficiente na remoção de poluentes e facilitar a hidráulica do sistema. Desta maneira, é proposto um WC no formato retangular. Foi escolhida este formato, pois, segundo Lilley & Labatiuk (2001), recomenda-se a relação mínima de largura por comprimento de 1:3. O comprimento mais extenso que a largura, proporciona maior eficiência de remoção de sedimentos e nutrientes ligados ao sedimento. Deste modo, foi adotado o comprimento de 102 m e a largura de 22 m. Essas medidas foram baseadas em estudo de campo, onde foi possível chegar em uma área disponível que pudesse comportar o volume para amortecer uma chuva de tempo de retorno de 5 anos. Para armazenar este volume foi adotado a profundidade total de 2m, em vista que o canal possui 1,4 m, a profundidade acrescida é de apenas 0,6 abaixo da cota do canal. Neste cálculo foi levado em consideração uma borda de segurança de 10 cm para o canal não extravasar. O trecho final do WC, possui um formato trapezoidal, para facilitar a hidráulica do sistema, evitando os cantos onde acumularia sedimentos. As dimensões do WC estão ilustradas na Figura 45.

Além do volume de armazenamento para vazões extremas, a estrutura precisa comportar e garantir a eficiência de remoção de poluentes para vazões de seca. Em vazões de seca a concentração de poluentes é maior, uma vez que foi confirmado o despejo de ligações clandestinas no córrego. Assim, como apresentado no item 5.2, o volume necessário para

garantir o bom desempenho de remoção de poluentes para vazões baixas, é de 1235 m³. Para comportar este volume, foi considerado que o leito do WC possui a largura de 20 m e comprimento de 100 m. A profundidade deste leito é de 0,6m, como recomendado por Lilley & Labatiuk (2001), compondo uma estrutura de volume de 1.146 m³.

Apesar de Lilley & Labatiuk (2001) recomendarem a profundidade do *wetland* entre 0,6 e 1 metro, a profundidade total considerada neste trabalho foi de 2m. Porém, a lâmina d'água alcançará esta altura somente para eventos de chuvas intensas, que não são recorrentes. Nestes casos, devido ao grande volume de água, os poluentes estarão diluídos, não sendo necessário o tratamento qualitativo da água, mas, apenas o amortecimento do pico de vazão. Assim, nas condições normais de vazão, o *wetland* respeita a altura de profundidade recomendada.

A estrutura total do WC e da bacia de sedimentação, contabiliza um volume de 4.157 m³, comportando praticamente todo o volume produzido por uma chuva de tempo de retorno de 5 anos, 4.242 m³. O item 5.8 identifica os detalhamentos dos desenhos, mostrando as dimensões, profundidades e níveis de água para cada situação.

5.5. Estrutura de saída

A estrutura de saída foi calculada conforme indicado no item 4.4.3.1. Após determinada a vazão de saída pelo método racional, conforme a disponibilidade local, adotou-se uma estrutura de saída que aproveitasse o canal já existente. Assim, a água tratada pelo *wetland* retorna ao canal por uma passagem retangular de 2m de largura e 0,7m de altura. A parte de cima da passagem é fechada, funcionando como uma barragem, mantendo o nível da água de 1,3m acima do canal, aprisionando o volume de água para vazões altas e liberando este volume a uma vazão constante de 3 m³/s. Na parte superior da barragem é adicionado um extravasor, para permitir a descarga de vazões de pico de eventos chuvosos com um período de retorno, acima do projetado. Esta estrutura pode ser melhor compreendida na Figura 47.

5.6. Configuração da Bacia de Sedimentação

Como foi mencionado anteriormente, propõem-se que a bacia de sedimentação fique junto ao *wetland*, separados por gabiões, cujo volume da estrutura é de no mínimo 10% do volume do WC. A partir do volume foram determinadas as dimensões da bacia para seguir as recomendações

de CH2M HILL (2014), que sugere a relação de comprimento/largura mínimo de 2:1 e profundidade mínima de 1 metro.

Foi adotado uma bacia de sedimentação no formato trapezoidal, para que possa ser feita a transição da largura do canal para a largura do *wetland*. Deste modo, tem-se a largura menor do trapézio de 2 m, e a maior de 20 m e o comprimento de 20 m. A profundidade é determinada pela altura da cota de fundo do canal até o fundo da bacia, que será considerado de 1 m. Essas dimensões proporcionam um volume de armazenamento de 220 m³. Este volume é ocupado quando o córrego apresenta vazões baixas, representando 10% do volume do *wetland* com o mesmo nível d' água.

Quando o WC estiver operando para o nível máximo para o qual foi projetado, a bacia de sedimentação também comportará um volume de armazenamento maior. Assim, a altura máxima da bacia de sedimentação é de 2,4 m, que inclui a profundidade da bacia e a altura do canal. Neste caso, a estrutura chega a armazenar 528 m³, representando aproximadamente 14% do volume do WC quando se encontra cheio.

A lagoa de sedimentação também será isolada do lençol freático por meio de uma camada impermeável de argila, de 30cm de espessura. Como esta camada é relativamente frágil, é preciso utilizar alguns dispositivos para protegê-lo contra a erosão, especialmente no fundo das lagoas e nos taludes.

Para isso, sugere-se a instalação de um dispositivo de distribuição de fluxo na entrada da estrutura, permitindo a quebra de fluxo de entrada, especialmente durante os eventos chuvosos mais importantes. As altas velocidades podem ser geradas durante os picos de intensidade dos eventos chuvosos que poderia degradar tanto o fundo da bacia de sedimentação quanto os taludes. Além disso, esses dispositivos também permitem que os efluentes sejam distribuídos de forma mais uniforme por todo o lago, para evitar os curtos-circuitos. Também é prevista a instalação de enrocamento nos taludes para evitar a erosão das margens, eles são instalados perto da estrutura de entrada e perto da saída.

A Figura 43 é a foto de uma lagoa de sedimentação instalada a montante de um filtro plantado de macrófitas, instalado em Strasbourg, na França. Nela pode-se notar as mesmas características aqui mencionadas, fundo de argila e o enrocamento na entrada do sistema.

Figura 43: Componentes de uma lagoa de sedimentação.



Fonte: Schimtt (2014).

A montante da bacia de sedimentação recomenda-se a instalação de uma estrutura de retenção de resíduos. Como foi exposto na descrição da área de estudo, foram identificadas a presença de resíduos sólidos grosseiros no córrego da Serrinha. Esta estrutura impediria que esses objetos chegassem no *wetland*, danificando a zona de macrófitas. Esta estrutura se assemelha com uma rede, que deve ser alocada desde o fundo do canal até 40 cm, para reter os resíduos apenas nas vazões baixas, caso contrário, a rede poderia represar a água a montante devido a quantidade de resíduos. Esta rede deve ser removida, periodicamente, para remoção dos resíduos aprisionados.

5.7. Zona de Macrófitas

Os *wetlands* devem ser projetados para incorporar grandes seções de zonas densamente vegetadas, pois a vegetação ajuda no tratamento da água por desacelerar os fluxos e promover a sedimentação. Além de aumentar o contato da água com o biofilme e auxiliar na remoção de nutrientes e outros poluentes.

O *Department of Water and Swan River Trust* (2007) recomenda que as áreas vegetadas devem possuir cerca de 70% da área total do *wetland* de tratamento de águas superficiais, ou seja, apenas 30% da área superficial deve ser de água aberta. Desta maneira, a vegetação ocupa uma área de 1.337m². Esta área é distribuída, sobretudo, nas bordas no WC, pois a vegetação nas margens e taludes diminuem a velocidade de

escoamento, evitando a erosão e limitando o crescimento de ervas daninhas e algas.

Com relação à vegetação do *wetland*, foi escolhida a macrófita emergente *Typha Domingensis*, popularmente conhecido como Taboa. A Taboa é uma espécie nativa, sendo encontrada dentro do *campus* Universitário e são amplamente utilizadas em sistemas de WC. Essa espécie possui raízes que variam entre 0,3 e 0,4 m de profundidade e seu crescimento é rápido e denso (COPPER *et al.*, 1996 *apud* SEZERINO, 2006). Essas características são importantes, porque raízes mais profundas e a densidade da vegetação aumenta a sua fixação no solo, dificultando o seu carregamento em período de alto fluxo de vazão.

É recomendada a densidade de 4 plantas/m², proporcionando uma alta densidade para reduzir a competição de ervas daninhas e minimizar os custos de manutenção contínuos. Densidades de plantio podem ser menores para áreas de várzea, nas bordas, média de 3 plantas/m². As macrófitas devem ser plantadas em linhas perpendiculares ao caminho do fluxo, com cada linha desviada da anterior para minimizar o curto-circuito e a criação de caminhos de fluxo preferenciais (DEPARTMENT OF WATER AND SWAN RIVER TRUST, 2007).

5.8. Layout da estrutura proposta

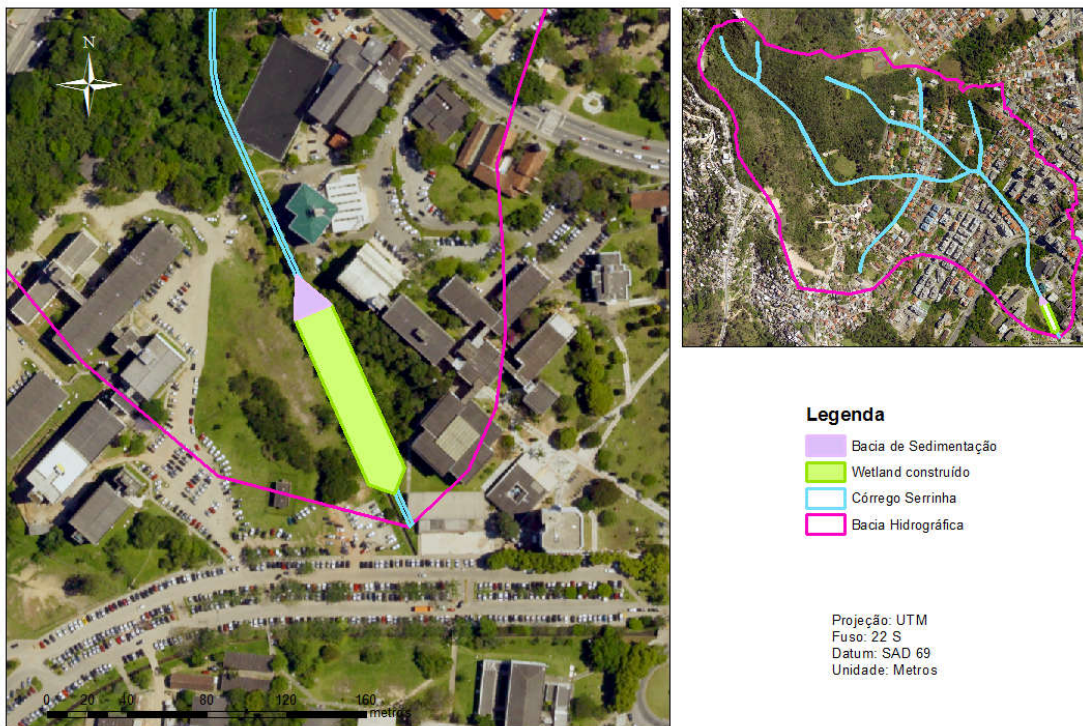
Neste tópico são apresentados desenhos técnicos das estruturas propostas, com as suas respectivas dimensões, para melhor compreensão do sistema. A Figura 44 mostra a localização da estrutura e o seu posicionamento em relação ao canal. A proposta é colocá-lo numa área que não está sendo utilizada e que siga o curso do córrego, aproveitando a declividade do terreno. O *wetland* construído está a aproximadamente 10m de distância do prédio mais perto, desta forma, tem-se uma margem de erro, caso a estrutura transborde.

A Figura 45 ilustra com detalhamento de dimensões e layout das estruturas propostas. Ela mostra dois desenhos, a planta baixa e o corte longitudinal, onde é possível visualizar a continuidade das estruturas e o seu posicionamento. Já a Figura 46 mostra de outro ângulo, o *wetland*, através do corte transversal, onde é possível identificar as alturas e a coluna d'água. Nesta figura é representado dois níveis de água, um para vazões regulares e outro para a vazão máxima de projeto.

A Figura 47 ilustra com maiores detalhes a estrutura de saída do sistema. Nela é representado o extravasor, e as setas indicam o sentido do

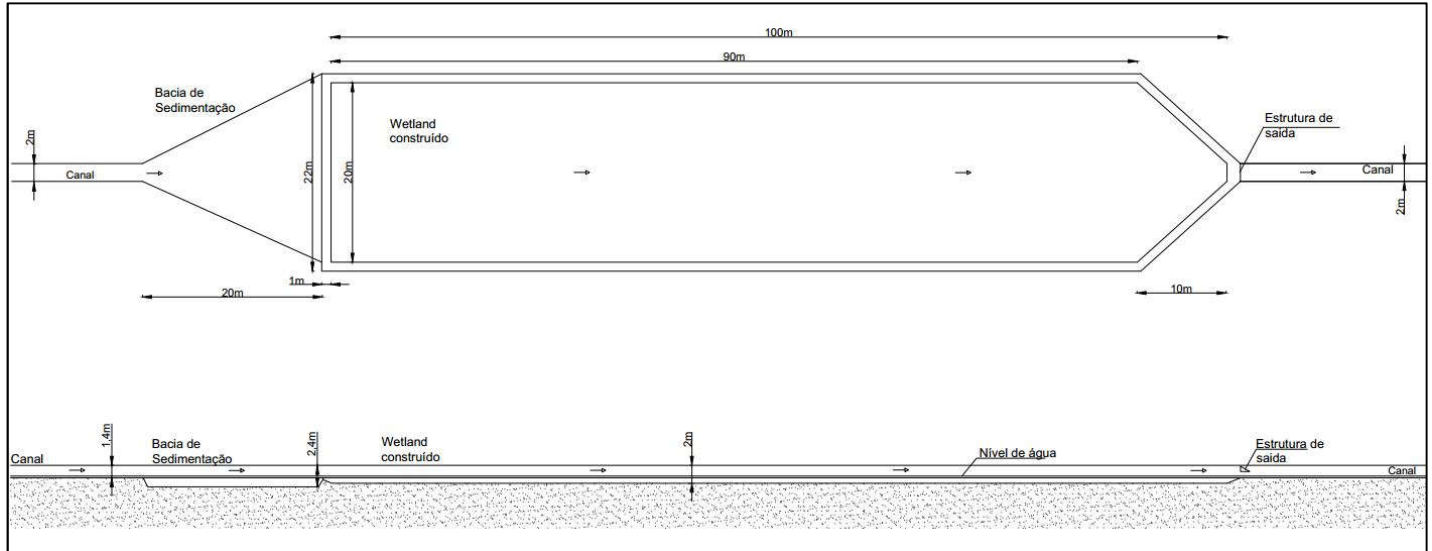
escoamento quando o *wetland* estiver cheio, onde a água escoar pelo orifício retangular e pelo vertedor. A Figura 48 mostra maiores detalhes da bacia de sedimentação e, por fim, a Figura 49, esboça uma proposta de área recreativa no entorno do *wetland*. Atualmente, esta área não é utilizada, podendo ser incorporada uma área comunitária de lazer, com bancos, mesas e ambiente arborizado. Desta maneira, a estrutura de compensação em drenagem urbana fica integrada ao meio ao qual está inserida, interagindo com as pessoas que transitam pela região. Neste caso, o *wetland* também possui uma função paisagística, facilitando a manutenção e diminuindo as chances de depredação do local.

Figura 44: Mapa de localização do *wetland* e da bacia de sedimentação.



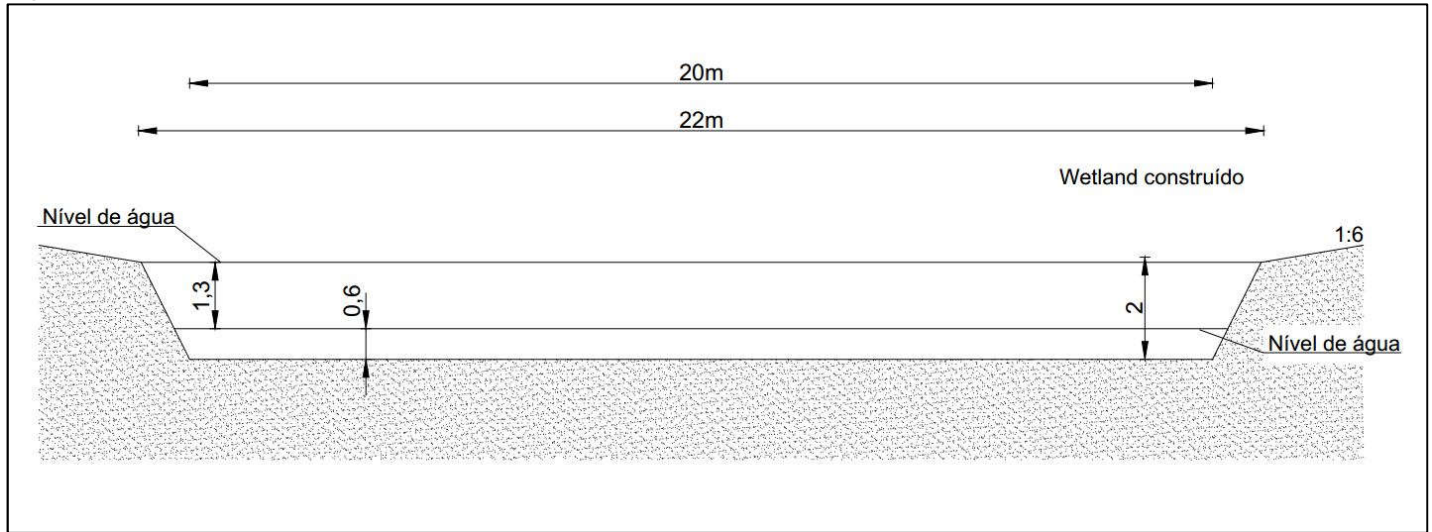
Fonte: Elaboração própria.

Figura 45: Desenho técnico da planta baixa e corte de longitudinal da estrutura proposta.



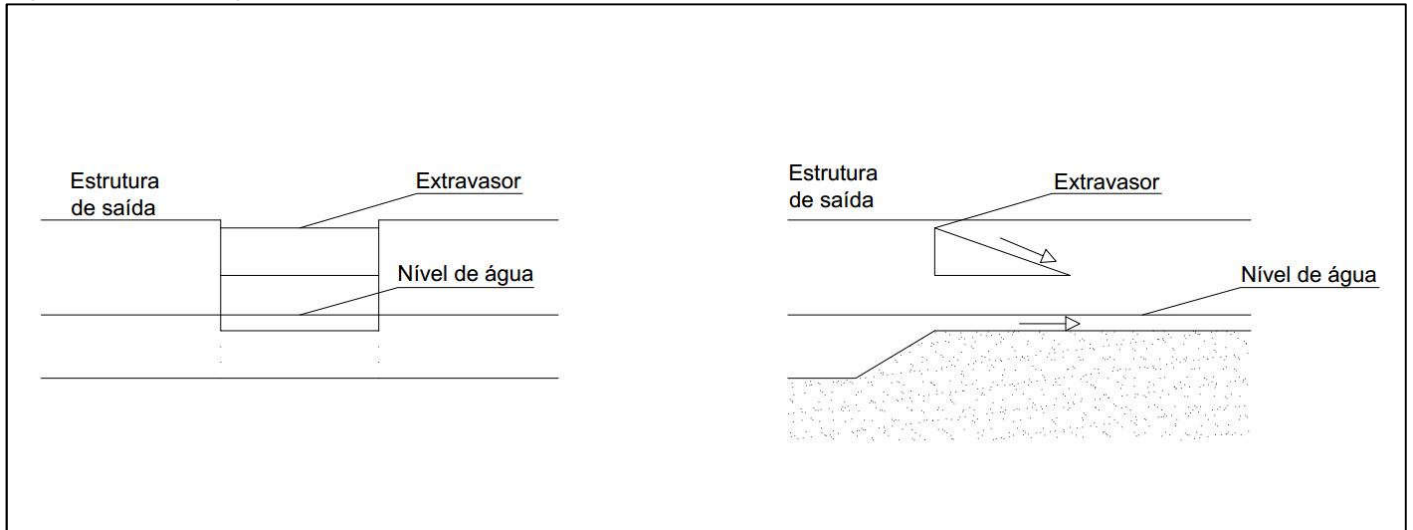
Fonte: Elaboração própria.

Figura 46: Corte transversal do *wetland* construído.



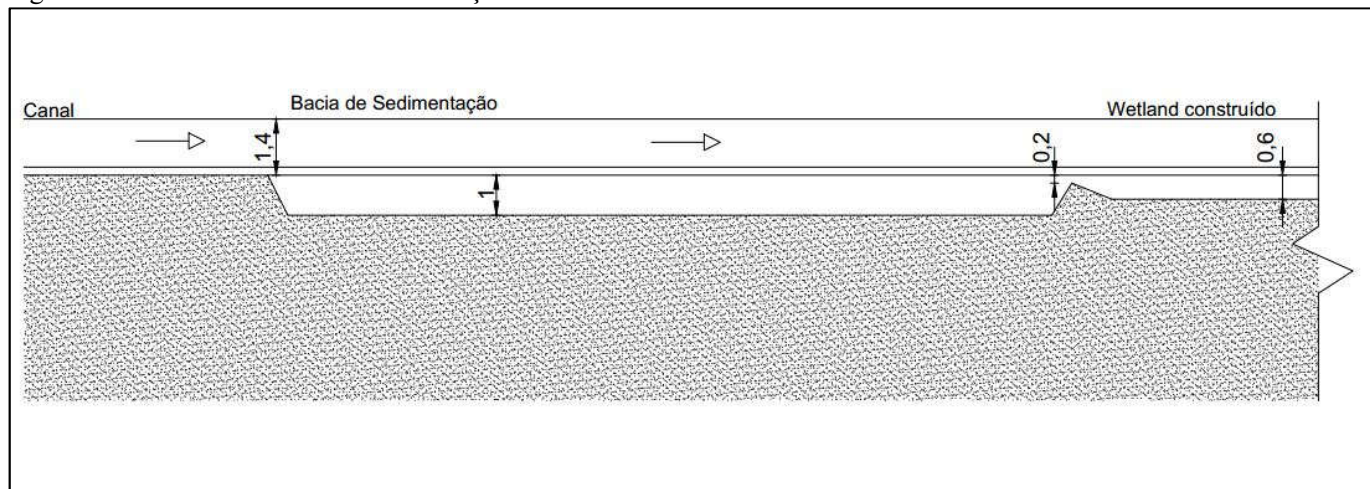
Fonte: Elaboração própria.

Figura 47: Corte longitudinal e vista frontal da estrutura de saída.



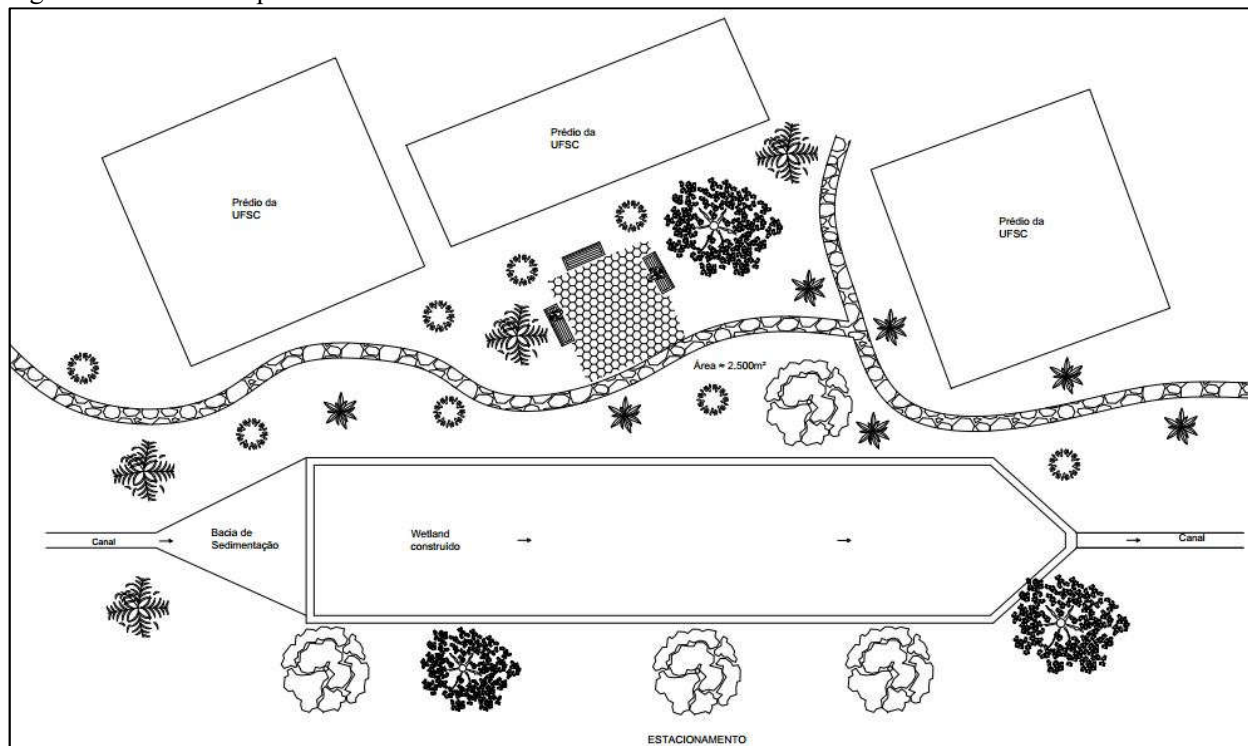
Fonte: Elaboração própria.

Figura 48: Detalhe da bacia de sedimentação.



Fonte: Elaboração própria.

Figura 49: Desenho representativo da área recreativa entorno no *wetland*.



Fonte: Elaboração própria.

5.9. Eficiência de remoção de poluentes

A estrutura de saída atua para controlar as descargas de áreas de detenção prolongadas para garantir um tempo de detenção suficiente para que os processos biológicos sejam alcançados (*DEPARTMENT OF WATER AND SWAN RIVER TRUST, 2007*).

O tempo de detenção hidráulico é diretamente proporcional à eficiência de remoção de poluentes. Quanto maior o tempo de contato entre os poluentes e a biomassa, mais eficientes são os mecanismos de degradação e retenção de poluentes. Por isso, foi adotado neste trabalho o TDH de 19 horas, para garantir a eficiência do sistema.

A Tabela 9 mostra alguns parâmetros de qualidade da água fornecidos pela campanha de amostragem do PRAD. Como mencionado no item 4.3.1, nesta campanha foram feitas análises mensais, e a partir desses valores encontrados foi calculado o valor médio, que está apresentado na tabela. As eficiências de remoção de cada parâmetro foram obtidas na literatura. A turbidez, o Oxigênio Dissolvido (OD) e a Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) foi utilizado como referência o trabalho de Noor *et al.* (2011) que analisaram a eficiência de um *wetland* construído na *Universiti Sains Malaysia (USM) Engineering* na Malasya. O parâmetro de coliformes totais foi comparada com o trabalho de Birch *et al.* (2004), que analisou a eficiência de um WC em Port Jackson na Austrália. Já o Nitrato e Fósforo foram retirados da Tabela 7, baseado no trabalho de Terzakis *et al.* (2008). Todos os *wetlands* dos projetos mencionados foram construídos para o tratamento de águas superficiais.

Tabela 9: Eficiência de remoção esperada de alguns parâmetros de qualidade da água baseados na literatura.

Parâmetros	Média	Eficiência de Remoção (%)	Resultado	Unidade
Turbidez	242,7	27,95	174,9	NTU
OD	2,5	12,2	2,2	mg/L
Nitrato	1,1	66	0,4	mg/L
Fósforo	4,6	59	1,9	mg/L
DBO 5,20	98,7	44,8	54,5	mg/L
Coliformes totais	181.428,6	76	43.542,9	NMP

Fonte: Elaboração própria.

Nota-se que as concentrações de DBO se encontra muito alta e o OD apresenta valores bem baixos. E após o tratamento com o WC a concentração de OD reduz ainda mais, isso ocorre porque há uma demanda adicional de oxigênio nos processos biológicos do *wetland*. Desta forma, em *wetlands* de fluxo superficial, geralmente, há pouco ou nenhum oxigênio dissolvido na coluna de água (KADLEC; WALLACE, 2009). Mas espera-se que após o tratamento, ocorrendo a redução da matéria orgânica presente na água, devido ao processo de autodepuração do corpo hídrico, o OD será retomado a níveis aceitáveis ao longo do curso do rio.

Através das eficiências obtidas de outros trabalhos, foi calculado o resultado final dos parâmetros de qualidade da água do córrego Serrinha, a jusante do *wetland*. Na Tabela 10, tem-se a comparação da prospecção dos parâmetros de qualidade da água do córrego com a CONAMA 357/05 para rio de classe II. Pode ser percebido que o único parâmetro que está de acordo com a legislação é o Nitrato. Já os outros parâmetros, apesar de terem reduzido significativamente, não foram suficientes para as restrições de rios de classe II. Mas é importante salientar que, conforme os estudos de Noor *et al.* (2011), as remoções de DBO variaram muito, 9,7% a 80%, e em alguns períodos a eficiência do *wetland* pode ter sido prejudicada devido ao excesso de algas. Desta forma, se formos considerar que o WC pode operar com a maior eficiência, 80%, a DBO final seria de 19,7 mg/l, ficando muito próximo do permitido pela legislação. O parâmetro de coliformes totais também variou muito, de 26% a 98%, adotando a maior eficiência, obtemos o resultado final de 3.628 NMP. Apesar da eficiência ser de quase 100%, não foi suficiente para atender a legislação, devido à alta concentração de coliformes no córrego.

Tabela 10: Comparação da qualidade da água do córrego com a CONAMA 357/2005.

Parâmetros	Resultado	Conama 357/05 Rios Classe II	Unidade
Turbidez	174,9	100	NTU
OD	2,2	>5	mg/L
Nitrato	0,4	10	mg/L
Fósforo	1,9	0,03	mg/L
DBO 5,20	54,5	5,0	mg/L
Coliformes totais	43.542,9	2.000*	NMP

Fonte: Elaboração própria.

Um parâmetro muito importante que não foi mencionado, são os Sólidos Suspensos Totais (SST). Não foi feita análise deste parâmetro, porém ele é um importante indicador de eficiência do sistema, já que uma das principais funções do WC é a remoção de sedimentos em suspensão (KADLEC & WALLACE, 2009). A remoção de SST do WC na *Universiti Sains Malaysia (USM) Engineering* obteve resultados variando de 50 a 100%, já o projeto de Terzakis *et al.* (2008) alcançou resultados de 90 a 94%. Uma vez que grande parte da poluição das águas urbanas está em forma particulada (SEGTEUP, 2009), a alta eficiência de remoção de SST é essencial para a melhoria da qualidade da água.

O Programa de Monitoramento e Desempenho de Avaliação de Águas Pluviais na província de Ontário avaliou que a remoção de óleo e gordura no sistema de *wetland* foi de 78,8% (LILLEY & LABATIUK, 2001). Este parâmetro também é importante, já que foram identificadas a presença de gordura no córrego da Serrinha.

5.10. Resumo

A Tabela 11 apresenta as dimensões que foram adotadas neste trabalho do WC, bacia de sedimentação, estrutura de saída e a zona de macrófitas.

Tabela 11: Quadro resumo das dimensões das unidades propostas.

	Wetland construído	Bacia de Sedimentação	Estrutura de saída	Área de macrófitas
Tipo	Retangular + trapezoidal	Trapezoidal	Retangular	-
Dimensão	20 x 90m 2 x 20 x 10m	2 x 20 x 20m	0,7 x 2m	-
Altura	2m	2,4m	-	-
Área	1.910m ²	220m ²	1,4m ²	1.337m ²
Volume	3.629m ³	528m ³	-	-

Fonte: Elaboração própria.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O presente trabalho teve como objetivo a elaboração de um pré-projeto de *wetland* construído para revitalizar o córrego da Serrinha, que segundo o que foi apresentado pelo PRAD (2017), se encontra com alto grau de poluição. Além deste projeto propor melhorias qualitativas da água do córrego, também foi proposto a redução de picos de vazão, tendo em vista que a região sofre com inundações. Mediante estes objetivos, foi dimensionado um WC para armazenar um volume de cheia produzido por uma chuva de projeto com tempo de retorno de 5 anos.

A principal dificuldade para dimensionar este tipo de sistema está relacionada às variações dos eventos pluviométricos, por isso, a importância de obter dados de campo de vazão e de chuva. A falta destes dados dificulta a determinação de um dimensionamento mais adequado, dada a grande diversidade de variáveis relacionadas aos eventos hidrológicos. Devido à falta de dados, este trabalho propõe a utilização de métodos matemáticos que usam dados de precipitação e simplificam o complexo processo de transformação da chuva em vazão, fornecendo resultados compatíveis com o observado em campo. Desta maneira, a partir do método das chuvas foi possível quantificar um volume de armazenamento para amortecer o pico de vazão da chuva de projeto. Por meio do método racional foi calculada seção de saída, para escoar a uma vazão constante este volume de cheia, sem que haja transbordamento do canal a jusante.

Diante disso, foi possível determinar um volume de armazenamento de 4.242 m³. A partir deste volume, foi pensado num sistema que atenda esta demanda de armazenamento e, concomitantemente, esteja de acordo com as restrições topográficas locais. Assim, foi considerado que o sistema online se adequaria melhor as características locais. Mediante essas considerações, chegou-se a um resultado final de dimensionamento do WC e da bacia de sedimentação. Somando-se os volumes de armazenamento das estruturas, obtivemos um volume total de 4157 m³. Como é um valor muito próximo do calculado, pode-se concluir que a estrutura comporta o volume para o qual foi projetado para armazenar, cumprindo com o seu papel para amenizar as enchentes.

Além de objetivar a redução de riscos de transbordamento do canal, o projeto também tem como intuito, melhorar a qualidade de água do córrego. Para tanto, foi pensado uma forma em que o WC pudesse comportar o volume de cheias e, ao mesmo tempo, quando não houver ocorrência de chuvas, ele pudesse tratar a água do córrego. A solução para

este problema foi que parte da estrutura estivesse abaixo da cota do terreno, armazenando um volume necessário para garantir o tempo de detenção hidráulico necessário para a remoção dos poluentes, e a instalação de uma estrutura de saída que conseguisse represar a água dentro do sistema em caso de chuvas intensas. Desta maneira, foi possível alcançar os dois objetivos propostos.

Apesar do volume de armazenamento para vazões baixas, proporcionar um TDH de 19 horas, através de um cálculo comparativo com outros estudos, este não foi suficiente para regularizar o córrego de acordo com a sua classe de uso. A comparação com outros sistemas é complexa, porque a eficiência de um WC depende de muitos fatores externos. Assim, foi feita uma comparação utilizando a eficiência média de alguns parâmetros e a eficiência máxima. Quando utilizada a eficiência máxima, os parâmetros se aproximaram do permitido pela CONAMA 357/05. Como o grau de poluição do córrego é muito alto, mesmo obtendo boas eficiências de remoção de poluentes, estes podem não ser suficientes para atender a legislação.

Porém, por outra perspectiva, mesmo não alcançando os padrões permitidos por lei, a melhoria da qualidade da água e o seu entorno seria profundamente modificado. Como foi discorrido na caracterização da área de estudo, o córrego da Serrinha carece de medidas efetivas para a redução da poluição das suas águas antes de sua entrada no Campus. A situação crítica do córrego exige uma solução que possa reduzir as consequências da poluição, e a alternativa de um WC pode se mostrar adequada por ser um sistema que exige pouca manutenção e ainda consegue ser integrado ao ambiente, possuindo uma função estética, ambiental e social.

Para o melhor aproveitamento do espaço e promover a integralização do WC com o meio e a comunidade, foi proposta a construção de um parque arborizado ao lado da estrutura. Desta forma, a comunidade universitária poderá usufruir de uma área que se destinara ao lazer e que, atualmente, não possui finalidade. Além disso, os usuários se sentem responsáveis pela área comunitária que utilizam, querendo preservá-la, ocorrendo a sensibilização da comunidade perante a preservação do córrego.

Outra dificuldade encontrada neste trabalho foi localizar estudos semelhantes, que apresentassem maiores detalhes sobre o dimensionamento de WC. A utilização de *wetlands* construídos para o tratamento de águas superficiais é largamente empregado na França, Austrália e Estados Unidos, porém no Brasil é um assunto pouco explorado. Como o dimensionamento do WC para tratamento de águas superficiais depende muito

das condições locais, importar considerações de projetos elaborados em regiões muito diferentes da realidade do Brasil, torna o resultado menos preciso, aumentando a margem de erro.

Dito isto, é recomendado projetos pilotos, que possam fornecer dados reais de eficiência e do comportamento dessas estruturas de acordo com as características locais, com o mesmo regime de chuvas, temperatura e com cargas de poluentes semelhantes ao apresentado neste trabalho.

Também sugere-se fortemente o monitoramento local da qualidade da água, especialmente de sólidos suspensos e sedimentáveis, que representam a maior parte dos poluentes presentes nas águas de drenagem urbana. É importante determinar este parâmetro para analisar a eficiência do sistema, pois o WC em conjunto com a bacia de sedimentação, possuem alto grau de eficiência desse parâmetro, demonstrando as reais modificações na qualidade da água.

Quanto a outras especificações que não foram abordadas neste trabalho, também recomenda-se um estudo mais aprofundado, se tratando de aspectos de concepção do sistema. Deste modo, sugere-se analisar qual o substrato mais adequado para o tipo de macrófita e para a situação de campo e as formas de plantio mais apropriadas.

Além do mais, recomenda-se uma ação conjunta de educação ambiental envolvendo a comunidade e órgãos governamentais, em virtude de que a situação crítica do córrego da Serrinha, em grande parte, se deve ao descarte inadequado de resíduos sólidos e as ligações clandestinas de esgoto, identificados com base em estudos de campo. Assim, para um resultado mais eficaz, a realização de campanhas educativas e medidas públicas, tais como, a ampliação da rede de esgoto na comunidade da Serrinha, se fazem necessárias.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANA – Agência Nacional de Águas. Indicadores de Qualidade – Índice de Qualidade das Águas (IQA). Disponível em: < <http://portal-pnqa.ana.gov.br/indicadores-indice-aguas.aspx>>. Acesso em: 13 de novembro de 2017.

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

BIRCH, G. F.; MATTHAI, C.; FAZELI, M. S.; SUH, J. Y. **Efficiency of a constructed wetland in removing contaminants from stormwater**. Environmental Sciences, vol 24, n 2, p. 459-466, 2004.

BRASIL. **Resolução CONAMA nº357, de 17 de março de 2005**. Classificação de águas, doces, salobras e salinas do Território Nacional. Publicado no D.O.U.

BRASIL. **Portaria nº024/79, de 24 de setembro de 1979**. Enquadra os cursos d'água do Estado de Santa Catarina. Publicado no D.O.S.C.

BRIX, H. **Do macrophytes play a role in constructed treatment wetlands?** Water Science and Technology, v. 35, n. 5, p.11-17, 1997.

BRIX, H. **Use of constructed wetlands in water pollution control: historical development, present status, and future perspectives**. In: Constructed wetlands in water pollution control. v. 30, n. 8, p. 209-223, 1994.

CANHOLI, A. P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. 2º Edição. São Paulo: Oficina de textos, p. 99, 2014.

CASAN, Companhia Catarinense de Águas e Saneamento. **Memorial descritivo de cálculo da rede coletora de esgoto do Bairro Serrinha**. 17p. Localizado em: acervo do departamento SEOPE.

Corpo de Bombeiros Militar de Santa Catarina. **Enchentes em Santa Catarina**. Florianópolis. 90 slides, color. Disponível em: <[http://www.sobrasa.org/campeonato/Brasilia_2011/Simposio/Enchentes em Santa Catarina.pdf](http://www.sobrasa.org/campeonato/Brasilia_2011/Simposio/Enchentes%20em%20Santa%20Catarina.pdf)>. Acesso em: 03 maio 2018.

CH2M HILL. **Wetland design guidelines**. Saskatoon: CH2M HILL, p. 103, 2014.

CHOCAT, B. **État de l'art sur la gestion urbaine des eaux luviales et leur valorisation**. Office International de l'Eau, julho, p. 36, 2008.

DEPARTMENT OF WATER AND SWAN RIVER TRUST. **Stormwater Management Manual for Western Australia: Structural controls**. Department of Water and Swan River Trust, Perth, Western Australia, p. 194, 2007.

DUNCAN, H. P.; MUDGWAY, L. B. **Urban Stormwater: Best Practice Environmental Management Guidelines**. Stormwater Committee. Austrália (Vistoria): CSIRO. Cap. 7, Strutural treatment measures; p. 117-227, 2006.

EMBRAPA. Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos (Rio de Janeiro, RJ). **Súmula da 10 Reunião Técnica de Levantamento de Solos**. Rio de Janeiro, p. 83, 1979.

EPAGRI. Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina. **Atla Climatológico do Estado de Santa Catarina**. *Florianópolis*, EPAGRI, 2002. Disponível em: <http://ciram.epagri.sc.gov.br/ciram_arquivos/arquivos/atlasClimatologico/atlasClimatologico.pdf>. Acesso em: 3 de abril de 2018.

EPAGRI. Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina. **Centro de Informações de Recursos Ambientais e de Hidrometeorologia de Santa Catarina (CIRAM)**. Mapoteca Topografica Digital de Santa Catarina Disponível. Escala 1:50.000. Disponível em: <<http://ciram.epagri.sc.gov.br/mapoteca/>>. Acesso em: 20 de abril de 2018.

FISRWG (10/1998). **Stream Corridor Restoration: Principles, Processes, and Practices**. By the Federal Interagency Stream Restoration Working Group (FISRWG).

FINOTTI, A. R.; FINKLER, R.; SILVA, M. A.; CEMIN, G. **Monitoramento de recursos hídricos em áreas urbanas**. Caxias do Sul, RS: Educs; p. 272, 2009.

FLORIANÓPOLIS. Prefeitura Municipal de Florianópolis. **Geoprocessamento do Plano Diretor de Florianópolis**: Imagem ortofotomosaico SDS 2012. Escala 1:10.000. Disponível em: < geo.pmf.sc.gov.br>. Acesso em: 20 abr. 2018.

FLORIANÓPOLIS. **Lei Complementar nº 482, de 17 de janeiro de 2014**. Institui o plano diretor de urbanismo do município de Florianópolis que dispõe sobre a política de desenvolvimento urbano, o plano de uso e ocupação, os instrumentos urbanísticos e o sistema de gestão. Florianópolis, SC, 17 jan. 2014.

GARCIAS, C. M.; AFONSO, J. A. C. **Revitalização de rios urbanos**. Revista Eletrônica de Gestão e Tecnologias Ambientais (GESTA), v. 1, n. 1, p. 131-144, 2013.

GARCIAS, C. M.; SOTTORIVA, E. M. **Poluição difusa urbana decorrente do desgaste dos freios automotivos**: estudo de caso da sub-bacia 1 do rio Belém em Curitiba – PR. REDES, Santa Cruz do Sul, v. 15, nº 3, p. 5, 2010.

GREENWAY, M. **Constructed Wetlands for Water Pollution Control - Processes, Parameters and Performance**. School of Environmental Engineering, Griffith University, Brisbane, Queensland, Australia, p. 491-504, 2004.

INSTITUTO DE PLANEJAMENTO URBANO DE FLORIANÓPOLIS (IPUF). Levantamento aerofotogramétrico de 2002: cartas planialtimétricas. [S.l.: s.n.], 2002. Digital. Escala 1:2.000.

KADLEC, R. H.; WALLACE, S. C. **Treatment Wetlands**. 2 ed. Florida, USA. Taylor & Francis Group, INC. p. 1000, 2009.

LIMA, H. M.; SILVA, E. S.; RAMINHOS, C. **Bacias de retenção para gestão do escoamento: métodos de dimensionamento e instalação**. Revista Escola de Minas. Jan/Mar 2006; vol 59(1).

LILLEY, J.; LABATIUK, C. **Edmonton's Draft Guidelines for Constructed Stormwater Wetlands**. Canadian Water Resources Journal, p. 195-210, 2001.

MELBOURNE WATER. **Constructed Wetland Systems: Design Guidelines for Developers**. Melbourne, p. 32, 2005.

MOLLE, P. **Les filtres plantés de roseaux : évolution de la recherche et tendances actuelles**. Sciences Eaux and Territoires : la Revue du IRSTEA, p. 24-31, 2013.

MULUNGO, H. E. **Estudo de inundação na Bacia do Campus UFSC, Florianópolis-SC**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina. 2012.

NJDEP, New Jersey Department of Environmental Protection. **Standard for Constructed Stormwater Wetlands**. In: (NJDEP), New Jersey Department of Environmental Protection. New Jersey Stormwater Best Management Practices Manual. Trenton, Cap. 9.2. p. 9.2-1-9.2-12, 2014.

NOOR, N. A. M.; LARIYAH, M. S.; ROZI, A.; AMINUDDIN, A. G. **Performance of a Constructed Wetland in Removing Contaminants from Stormwater Under Tropical Climate**. In: 5° International Conference on Flood Management (ICFM5). Tokyo, Japan, p. 12, 2011.

PHILIPPI, L. S.; CARDOSO, C. F.; AZEVEDO, B. D. **Ações Ambientais na Comunidade da Serrinha e a Cidadania**. Anais do 2o Congresso Brasileiro de Extensão Universitária. Belo Horizonte, 2004. Disponível em: <<https://www.ufmg.br/congrent/Meio/Meio40.pdf>>. Acesso em 13 de março de 2018.

PINTO, J. F.; STEFFENS, J. L.; OLIVEIRA, F. H. **Análise Físico-Ambiental Urbana da Microbacia do Rio Itacorubi, Florianópolis – SC**, visando o uso de Software SIG. XIII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, Florianópolis, Brasil, INEP, p. 3011-3018, Abril de 2007.

POMPÊO, C.A. **Sistemas Urbanos de Microdrenagem**. Florianópolis, p. 59, 2001.

PRAD, Projeto de Recuperação de Áreas Degradadas. **Recuperação da qualidade das águas dos córregos do campus reitor Joao David Ferreira Lima**. Relatório Conclusivo, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, p. 253, 2017.

REZENDE, O. M., MIGUEZ, M. G.; VEROL, A. P. **Manejo de Águas Urbanas e sua Relação com o Desenvolvimento Urbano em Bases Sustentáveis Integradas — Estudo de Caso dos Rios Pilar-Calombé, em Duque de Caxias/RJ**. Revista Brasileira Recursos Hídricos. vol 18, nº 2: p. 149-163, 2013.

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

SANTA CATARINA. Defesa Civil. **Defesa Civil atualiza dados após chuva em Santa Catarina**. 2018. Disponível em: <<http://www.defesacivil.sc.gov.br/index.php/ultimas-noticias/6250-defesa-civil-atualiza-dados-apos-chuva-em-santa-catarina.html>>. Acesso em: 03 maio 2018.

SANTA CATARINA. Levantamento aerofotogramétrico de 2010 a 2012: Ortofotomosaico RGB. [S.l.: s.n.], 2012. Digital. Composição com espectro visível (vermelho, verde e azul). Escala 1:2.000. Disponível em: <<http://www.sigsc.sds.sc.gov.br>>. Acesso em: 20 abr. 2018.

SANTA CATARINA. Levantamento aerofotogramétrico de 2010 a 2012: Modelo Digital de Terreno. [S.l.: s.n.], 2012. Digital. Escala 1:5.000. Disponível em: <<http://www.sigsc.sds.sc.gov.br>>. Acesso em: 20 abr. 2018.

SCHIMTT, N. **Caractérisation des systèmes hybrides pour le traitement des eaux pluviales – Mitigation des substances prioritaires et émergente**. Tese de doutorado de l'École National de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg, Strasbourg, p. 349, 2014.

SEGTEUP. **Systèmes extensifs pour la gestion et le traitement des eaux urbaines de temps de pluie**. Lyon, p. 43, 2009.

SEZERINO, P. H.. **Potencialidade dos filtros plantados com macrófitas (Constructed Wetlands) no pós-tratamento de lagoas de estabilização sob condição de clima subtropical**. Tese de Doutorado - Curso de Pós-graduação em Engenharia Ambiental, Departamento de Engenharia

Sanitária e Ambiental, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2006.

SNIS, Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento. **Diagnostico dos serviços de agua e esgoto**. Ministério das Cidades, 2015.

SILVEIRA, A. L. L. **Aspectos históricos da drenagem urbana no Brasil**. In: Tucci, C. E. M., Goldenfum, J. A., Depettris, C. A., Pilar, J. V. *Hidrologia Urbana na Bacia do Prata*. Porto Alegre: ABRH: IPH/UFRGS. p. 11-17, 2000.

TASCA, F. A. Evento chuvoso - UFSC 09/03/2010. Florianópolis, 2010. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=Cy75pJtZ6xk>>. Acesso em: 05 maio 2018.

TASCA, F. A. Córrego entre CTC e BU - UFSC. Florianópolis, 2010. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=3FAyvyDZZDI>>. Acesso em: 08 maio 2018.

TERZAKIS, S.; FOUNTOULAKIS, M.S.; GEORGAKI, I.; ALBANTAKIS, D.; SABATHIANAKIS, I.; KARATHANASIS, A.D.; KALOGERAKIS, N.; MANIOS T. **Constructed wetlands treating highway runoff in the central Mediterranean region**. *Chemosphere*, v. 72, n 2, p. 141-149, 2008.

TUCCI, C. Gerenciamento de Drenagem Urbana. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 7, p. 5-27, 2002.

TUCCI, C. E. M. **Inundações Urbanas**. Porto Alegre: ABRH/RHAMA, p. 393, 2007.

TUCCI, C. E. M. (Org.). **Hidrologia: ciência e aplicação**. 4º Ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, p. 940, 2013.

WHITE, S. A. **Wetland Technologies for nursery and greenhouse compliance with nutrient regulations**. School of agriculture, Forest, and Environmental Sciences, Clemson University, Clenson. v. 48(9), p. 1103-1108, 2013.

ZHANG, Z.; CUI, B.; FAN, X. **Removal Mechanisms of Heavy Metal Pollution from Urban Runoff in Wetlands**. *Frontiers of Earth Science, Beijing*, v. 6, n. 4, p.433-444, 2012.