

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Lucas Rangel Martins

**VIABILIDADE TÉCNICA DA CONSTRUÇÃO DE BANHADOS
NO ESPAÇO URBANO PARA CONTROLE QUALI-
QUANTITATIVO DO ESCOAMENTO PLUVIAL**

Avaliador:
Defesa: dia __/__/2014 às _____ horas
Local: UFRGS / Engenharia Nova Oswaldo Aranha, 99, sala 304
Anotações com sugestões para qualificar o trabalho são bem- vindas. O aluno fará as correções e lhe passará a versão final do trabalho, se for de seu interesse.

Porto Alegre
junho 2015

LUCAS RANGEL MARTINS

**VIABILIDADE TÉCNICA DA CONSTRUÇÃO DE BANHADOS
NO ESPAÇO URBANO PARA CONTROLE QUALI-
QUANTITATIVO DO ESCOAMENTO PLUVIAL**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do
título de Engenheiro Civil

Orientador: Fernando Dornelles

Porto Alegre
junho 2015

LUCAS RANGEL MARTINS

**VIABILIDADE TÉCNICA DA CONSTRUÇÃO DE BANHADOS
NO ESPAÇO URBANO PARA CONTROLE QUALI-
QUANTITATIVO DO ESCOAMENTO PLUVIAL**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pelo Coordenador da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, junho de 2015

Prof. Fernando Dornelles
Dr. pela UFRGS
Orientador

Prof. Jean Marie Désir
Dr. pela UFRJ
Coordenador

BANCA EXAMINADORA

Eng. Amanda Fadel (UFRGS)
Eng. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Profa. Lúcia Helena Ribeiro Rodrigues (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Fernando Dornelles (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Renato e Corina, que sempre me apoiaram e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação estiveram ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Professor Fernando Dornelles, orientador deste trabalho, por ter demonstrado interesse em auxiliar o desenvolvimento deste estudo, disponibilizando, sempre com paciência, o seu tempo para o debate e a reflexão de ideias, guiando o rumo desta pesquisa.

Agradeço a Professora Carin Maria Schmitt, coordenadora das disciplinas de trabalho de diplomação, pelos ensinamentos passados a seus alunos, de forma competente e engajada, garantindo trabalhos de diplomação de alta qualidade.

Agradeço ao Professor David Marques pelo conhecimento transferido acerca de banhados construídos durante a disciplina de Ecotecnologia e também por suas sugestões para o tema deste trabalho.

Agradeço aos meus pais, Renato e Corina, por terem tornado a minha trajetória acadêmica possível, fornecendo todos os recursos necessários para que esta etapa fosse realizada com êxito. Através de palavras de motivação e acreditando na minha capacidade, me apoiaram e me guiaram em todas as etapas que me trouxeram a este momento.

Agradeço a minha namorada Pietra pelas revisões textuais do presente trabalho, assim como toda a paciência e compreensão nos momentos de empenho e tensão que se passaram ao longo da elaboração desta pesquisa e ao longo dos demais anos de academia.

Agradeço as Engenheiras Raíza Schuster e Elisa Kich pelos ensinamentos acerca do uso de ferramentas computacionais de sistema de informações geográficas e elaboração de mapas.

Agradeço a todos familiares e amigos pelas palavras de motivação e carinho e pelos conselhos nos momentos decisivos durante minha vida acadêmica e profissional.

Sábio é aquele que conhece os limites da própria
ignorância.

Sócrates

RESUMO

O crescimento das áreas urbanas ocorrido no último século aconteceu de forma desordenada, moldando o cenário atual da infraestrutura urbana, que apresenta inúmeras deficiências. A inadequação da infraestrutura de drenagem urbana, quando combinada à falta de controle do uso e ocupação do solo, pode ocasionar alagamentos nas áreas mais baixas das cidades. Para solucionar este problema, tem-se adotado como soluções o uso de bacias de retenção e o controle do uso e ocupação do solo das cidades. Frente a essas soluções, este estudo propõe o uso de um recurso que prevê, não só o controle quantitativo, mas também qualitativo do escoamento pluvial urbano. A expectativa é que os banhados construídos para controle do escoamento pluvial urbano, além de amortecerem os picos dos hidrogramas, também removam parte de seus contaminantes. Através de modelagem numérica, gerou-se o escoamento pluvial de uma área do Município de Porto Alegre e deu-se entrada no modelo numérico desenvolvido para simular os benefícios que o banhado construído pode oferecer à área com o seu escoamento controlado. O banhado apresentou uma redução na vazão máxima do hidrograma de entrada em 300 vezes quando comparado ao hidrograma de saída do dispositivo, o que representa uma redução de 97% no pico do hidrograma. Além disso, apresentou uma remoção de 42%, 65% e 98% de nitrogênio (medido em amônia), carga orgânica (medida em DBO₅) e sólidos suspensos totais respectivamente. Para a construção de um banhado na região estudada, que apresente tais níveis de controle quali-quantitativo, a área ocupada pelo dispositivo é de 2139 m², ocupando apenas 1,8% da área drenada. Utilizando-se de tais resultados, estimou-se a potencial remoção que ocorreria, caso outros dispositivos de controle existentes no Município fossem adaptados para funcionarem como banhados. Encontraram-se valores significativos de remoção, variando em cada situação de acordo com a razão entre área do dispositivo e área contribuinte. Observando-se as limitações dos modelos e dos dados de entrada, recomendou-se que caso esta pesquisa seja levada adiante, deve-se aumentar a complexidade dos modelos, assim como, melhorar a qualidade dos dados de entrada. Dessa forma, pode-se analisar a resposta do dispositivo no longo prazo. Recomenda-se que os órgãos competentes pela gestão da drenagem urbana dos Municípios se atenham a tal solução, contemplando em seus planos diretores de drenagem urbana soluções que preveem além do controle quantitativo, o controle qualitativo do escoamento pluvial.

Palavras-chave: Banhado Construído. Controle quali-quantitativo do escoamento pluvial. Drenagem urbana. Modelagem numérica. Desenvolvimento sustentável.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Bacia de detenção: praça Júlio Andreatta, Porto Alegre-RS	18
Figura 2 – Banhado construído: Royal Park Wetlands, Austrália	18
Figura 3 – Etapas de pesquisa	22
Figura 4 – Resposta hidrológica da bacia hidrográfica	29
Figura 5 – Características das alterações de uma área rural para urbana	29
Figura 6 – Resultados da evolução urbana na bacia Tsurumi, Japão	30
Figura 7 – Hidrograma e polutograma	32
Figura 8 – Variação do coeficiente de escoamento com a urbanização	39
Figura 9 – Curvas intensidade-duração-frequência	40
Figura 10 – Evolução de obras de detenção em centros urbanos	43
Figura 11 – Ilustração esquemática dos conceitos de reservação x canalização	44
Figura 12 – Bacia de detenção do loteamento Ecoville, Porto Alegre-RS	47
Figura 13 – Reservatórios online e offline	47
Figura 14 – Banhado construído de fluxo superficial	50
Figura 15 – Banhado construído de fluxo subsuperficial	51
Figura 16 – Diagrama simplificado do sistema em estudo	53
Figura 17 – Modelo de um banhado em planta e perfil	55
Figura 18 – Planta esquemática do sistema de controle do escoamento pluvial	56
Figura 19 – Perfil esquemático do sistema de controle do escoamento pluvial	56
Figura 20 – Hidrograma unitário triangular do SCS	62
Figura 21 – Variáveis envolvidas na propagação do escoamento pluvial	65
Figura 22 – Mapa de situação da área drenada para a bacia de detenção do loteamento Ecoville Centro Comunitário em Porto Alegre	72
Figura 23 – Mapa de localização da bacia de detenção do loteamento Ecoville Centro Comunitário e área disponível para construção do banhado	73
Figura 24 – Área drenada, talvegue máximo e declividade máxima da bacia de detenção Ecoville Centro Comunitário.....	74
Figura 25 – Mapa de solos da região em estudo	76
Figura 26 – Classificação da área de contribuição quanto ao uso do solo	77
Figura 27 – Rede de drenagem da região em estudo	79
Figura 28 – Convenções da rede de drenagem	80
Figura 29 – Hietograma e Hidrograma de Projeto – TR = 2 anos	81
Figura 30 – Hietograma e Hidrograma de Projeto – TR = 10 anos	82
Figura 31 – Polutogramas de entrada no sistema	83

Figura 32 – Planta e cortes esquemáticos do banhado desenvolvido	85
Figura 33 – Localização do banhado desenvolvido na área disponível para construção .	86
Figura 34 – Hidrograma de entrada e de saída do dispositivo	87
Figura 35 – Esvaziamento do volume e hidrograma de saída da zona de macrófitas	88
Figura 36 – Hidrograma de entrada no sistema e Hidrograma de entrada na bacia de detenção (parcela que extravaza)	89
Figura 37 – Concentração média de entrada e de saída de contaminantes	89
Figura 38 – Remoção percentual de contaminantes	90
Figura 39 – Remoção percentual de contaminantes pela área da zona de macrófitas como percentual da área contribuinte	92

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Principais fontes de poluentes normalmente detectados no escoamento pluvial	34
Quadro 2 – Parâmetros da drenagem pluvial da Bacia dos Açorianos (janeiro-julho 1984)	35
Quadro 3 – Descrição dos eventos (precipitação) monitorados	36
Quadro 4 – Parâmetros constituintes do escoamento pelo tempo	37
Quadro 5 – Lâminas escoadas (mm) e coeficientes de escoamento (%)	38
Quadro 6 – Equações IDF recomendadas para Porto Alegre por bairro	41
Quadro 7 – Projeção a longo prazo da taxa de remoção de poluentes para o escoamento pluvial na região do Atlântico Central	51
Quadro 8 – Valores do CN para diferentes usos do solo de acordo com o grupo hidrológico do solo	75
Quadro 9 – Dimensões totais da bacia de sedimentação, da bacia de retenção e da zona de macrófitas	84
Quadro 10 – Dimensões totais da bacia de sedimentação, da bacia de retenção e da zona de macrófitas	84
Quadro 11 – Remoção de contaminantes esperada em banhados	91
Quadro 12 – Amostra de dispositivos de controle do Município e provável remoção de contaminantes proporcionada por um banhado com tais relações de áreas	93

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Concentrações de poluentes no escoamento pluvial no tempo	78
--	----

LISTA DE SIGLAS

COT – Carbono Orgânico Total

DBO – Demanda Bioquímica de Oxigênio

DBO_{5,20°} – Demanda Bioquímica de Oxigênio medida durante 5 dias a uma temperatura de 20°

DQO – Demanda Química de Oxigênio

HRT – Período de Retenção Hidráulico

IDF – Intensidade, duração e frequência

PDDrU – Plano Diretor de Drenagem Urbana

PRTD – *Probabilistic Residence Time Distribution*

SCS – *Soil Conservation Service*

SST – Sólidos Suspensos Totais

TR – Tempo de Retorno

LISTA DE SÍMBOLOS

$S_{(t+1)}$ – quantidade de água no tempo $t+1$;

$S_{(t)}$ – quantidade de água no tempo t ;

P_a – precipitação na área da bacia;

E – evapotranspiração real;

Q_s – vazão de saída;

Δt – intervalo de tempo.

i – intensidade da chuva em mm.h^{-1} ;

T_r – período de retorno em anos;

t – duração em minutos;

a, b, c, d – constantes a serem calibradas dependendo dos dados pluviométricos da região.

t_c – tempo de concentração da bacia em min;

L_t – comprimento do talvegue em km;

H_t – diferença máxima de cotas do talvegue

t_d – duração da tormenta;

N_{int} : número de intervalos;

K_a – coeficiente de abatimento;

β – coeficiente obtido em km;

P_{ef} – precipitação efetiva (mm) equivalente a vazão;

I – chuva total (mm);

S – máxima capacidade de retenção do solo da bacia no início da chuva.

CN – número de escoamento variando de 1 – 100.

t_p – tempo de pico do hidrograma;

t_m – tempo do início da precipitação ao pico do hidrograma;

t_r – tempo de recessão do hidrograma;

t_b – tempo de base do hidrograma;

Q_p – vazão máxima do hidrograma triangular em m^3/s ;

A – área da bacia em km^2 .

Q_h – vazão de saída da bacia;

h – ordenadas do hidrograma;

k – número de ordenadas do hidrograma unitário.

I_1 – vazão de entrada no início do Δt ;

I_2 – vazão de entrada no fim do Δt ;

O_1 – vazão de saída no início do Δt ;

O_2 – vazão de saída no fim do Δt .

V_o – volume ocupado no dispositivo;

A_f – área do fundo do dispositivo;

L – comprimento do dispositivo;

W – largura do dispositivo;

I_t – inclinação dos taludes;

H – altura do nível d'água.

A_i – área interna do dispositivo;

C' – coeficiente de descarga;

g – constante da gravidade;

H – altura do nível d'água.

L_v – largura do dispositivo;

P_e – perímetro

C_v – coeficiente de descarga;

$h_{\text{máx}}$ – carga sobre o vertedouro.

C_m – concentração média;

Q_i – vazão no tempo i ;

C_i – concentração no tempo i ;

Q_t – soma das vazões que dão entrada ao dispositivo.

A_s – área superficial da zona de macrófitas em m^2 ;

Q – fluxo em m^3/dia ;

C_e – concentração de entrada de DBO em mg/l ;

C_o – concentração de saída de DBO em mg/l ;

K_t – constante dependente da temperatura;

d – profundidade da zona de macrófitas;

n – porosidade.

HRT – tempo de residência hidráulica em dia;

V – volume útil da zona de macrófitas m^3 ;

Q_{S_i} – fluxo de saída da zona de macrófitas no tempo i m^3/dia ;

Q_{Ei} – fluxo de entrada da zona de macrófitas no tempo i m^3/dia ;

t_i – tempo no instante i ;

SST_0 – concentração de saída de sólidos suspensos totais em mg/l ;

SST_i – concentração de entrada de sólidos suspensos totais em mg/l ;

HLR – taxa de carregamento hidráulico em cm/dia .

TKN – concentração de nitrogênio Kjeldahl em mg/l ;

$NH_{4,O}$ – concentração de saída de amônia em mg/l ;

T – temperatura da água em $^{\circ}C$.

CN_{bacia} – número do escoamento da bacia estudada;

A_1 – fração da área 1;

CN_{A1} – número do escoamento da área 1;

A_2 – fração da área 2;

CN_{A2} – número do escoamento da área 2;

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	20
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	20
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	20
2.2.1 Objetivo Principal	20
2.2.2 Objetivo Secundário	20
2.3 HIPÓTESE	21
2.4 PRESSUPOSTO	21
2.5 PREMISSE	21
2.6 DELIMITAÇÕES	21
2.7 LIMITAÇÕES	21
2.8 DELINEAMENTO	22
3 ÁGUAS URBANAS	24
3.1 ÁGUAS URBANAS EM PORTO ALEGRE	25
3.2 IMPACTO DA URBANIZAÇÃO NO BALANÇO HÍDRICO	26
4 CARACTERÍSTICAS DO ESCOAMENTO PLUVIAL URBANO	31
4.1 QUALIDADE	31
4.1.1 Qualidade do escoamento pluvial em Porto Alegre	34
4.2 QUANTIDADE	37
4.2.1 Quantidade do escoamento pluvial em Porto Alegre	39
5 TÉCNICAS DE CONTROLE DO ESCOAMENTO PLUVIAL URBANO	42
5.1 DISPOSITIVOS DE INFILTRAÇÃO	44
5.2 GERENCIAMENTO DE CANAIS E ÁREAS DE INUNDAÇÃO	45
5.3 DISPOSITIVOS DE DETENÇÃO	46
5.3.1 Banhados Construídos (<i>Constructed Wetlands</i>)	48
6 METODOLOGIA	53
6.1 DEFINIÇÃO DO SISTEMA	54
6.1.1 Dispositivos Hidráulicos	57
6.2 PRECIPITAÇÃO.....	58
6.3 CONVERSÃO DA PRECIPITAÇÃO EM VAZÃO	61
6.4 SIMULAÇÃO DE ESCOAMENTO EM RESERVATÓRIOS	64
6.5 DIMENSIONAMENTO DA ZONA DE MACRÓFITAS PARA REMOÇÃO DE CONTAMINANTES.....	68

7 APLICAÇÃO	72
7.1 ESTUDO DE CASO: DESCRIÇÃO DA REGIÃO	72
7.2 CARACTERIZAÇÃO DO USO E DO TIPO DE SOLO DA BACIA	75
7.3 CARACTERIZAÇÃO DA PRECIPITAÇÃO E DO ESCOAMENTO PLUVIAL DA REGIÃO	78
7.4 CARACTERIZAÇÃO DA REDE DE DRENAGEM	79
8 RESULTADOS E ANÁLISE	81
8.1 PRECIPITAÇÃO E ESCOAMENTO PLUVIAL	81
8.2 DIMENSIONAMENTO DO BANHADO	83
8.3 ÁREAS POTENCIAIS PARA CONSTRUÇÃO DE BANHADOS NO MUNICÍPIO DE PORTO ALEGRE	91
8.4 VIABILIDADE TÉCNICA	93
9 CONCLUSÕES	95
10 RECOMENDAÇÕES	96
REFERÊNCIAS	97
APÊNDICE A – Memória de Cálculo	100

1 INTRODUÇÃO

O crescimento dos aglomerados urbanos durante o século XX ocorreu de forma desordenada e sem planejamento do espaço, causando degradação da qualidade de vida da população e do meio ambiente. Segundo Bertoni e Tucci (c2003, p. 5, tradução nossa), esse processo de urbanização, com ênfase para os países em desenvolvimento, “[...] apresenta grandes concentrações populacionais em pequenas áreas, com deficiências [...]” em diferentes setores da infraestrutura urbana.

As inundações e os alagamentos são cada vez mais frequentes e mais amplos em decorrência da “[...] falta de planejamento, controle do uso do solo, ocupação de áreas de risco e presença de sistemas de drenagem inadequados.” (PORTO ALEGRE, 2005, p. 1). Frente a essa situação, que está presente na maioria das metrópoles brasileiras, a Prefeitura de Porto Alegre iniciou, em 1999, a criação de Planos Diretores de Drenagem Urbana para as bacias do Município. Seus objetivos são: criar mecanismos de gestão, regulamentar novos empreendimentos, criar uma visão de conjunto dos aspectos da drenagem urbana e controlar inundações e alagamentos na cidade, além de apresentar um manual de drenagem urbana para apoio ao planejamento e ao projeto da drenagem urbana (PORTO ALEGRE, 2005, p. 4).

A recuperação da infiltração natural e a retenção ou detenção das águas pluviais foram as principais diretrizes adotadas no Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDrU) como solução para a não transferência dos efeitos da urbanização de montante para jusante. Por isso, o principal mecanismo adotado foi o uso de reservatórios de detenção, implantados em diversos pontos da cidade (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND, 2013). No entanto, esta solução tem uma abordagem quantitativa, visando o amortecimento dos picos de vazão, com pouca contribuição para a melhoria da qualidade da água da chuva, que carrega poluentes provenientes da ocupação urbana.

Em contraponto aos reservatórios de detenção, uma alternativa mais ecológica é a construção de banhados, que visam não só amortecer o pico de vazão das enchentes, mas também melhorar a qualidade dos efluentes pluviais. Os banhados também se tornam uma região para

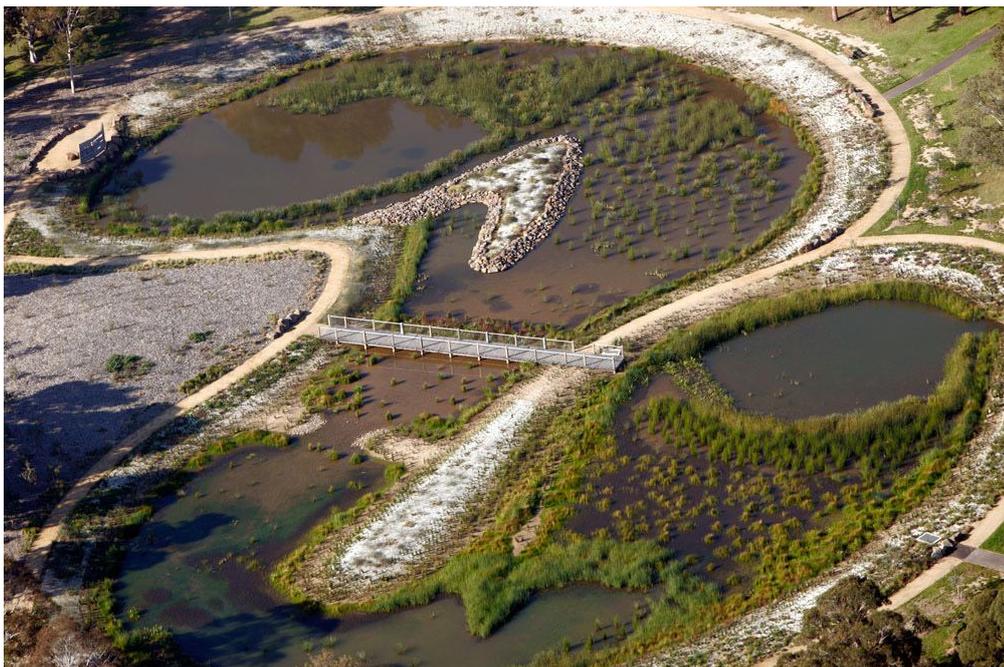
recreação e embelezamento das cidades. É possível perceber a diferença visual no espaço urbano entre as duas soluções nas figuras 1 e 2.

Figura 1 – Bacia de retenção: praça Júlio Andreatta, Porto Alegre-RS



(fonte: foto do autor)

Figura 2 – Banhado Construído: *Royal Park Wetlands*, Austrália



(fonte: LANDEZINE, [20--?])

Segundo Campbell e Ogden (c1999, p. 3, tradução nossa),

Os banhados construídos estão cada vez mais sendo reconhecidos como um meio natural, com custo relativamente baixo e energeticamente eficiente, de [...] escoamento de águas pluviais ao mesmo tempo em que oferecem a possibilidade de múltiplos benefícios. Entre esses benefícios estão o potencial de integração dos banhados construídos em parques e sistemas recreativos, o habitat para animais silvestres que eles proporcionam, as suas qualidades estéticas e os efluentes de qualidade superior que eles produzem que podem ser utilizados para irrigação paisagística [...].

Hoje, o Brasil ainda possui muitas intervenções com enfoque higienista da drenagem pluvial, contudo caminha para a fase corretiva do desenvolvimento das águas urbanas. Segundo Tucci (2007a, p. 53), a fase higienista tem como característica o transporte de esgoto para longe das pessoas e a canalização do escoamento. Já a fase corretiva foca no tratamento de esgoto doméstico e industrial e no amortecimento do escoamento. Porto Alegre já se encontra na fase corretiva e este estudo apresenta uma alternativa que se enquadra na fase do desenvolvimento sustentável, na qual ocorre o tratamento do escoamento pluvial.

O intuito do presente trabalho é avaliar a viabilidade técnica de utilização de um banhado construído para controlar o escoamento pluvial em uma região do Município de Porto Alegre. Através dos resultados de desempenho, também se tem como objetivo evidenciar os benefícios que essa solução pode trazer às áreas a jusante da região controlada frente ao cenário sem essa medida estrutural.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: escolhida uma área no Município de Porto Alegre e desenvolvido o anteprojeto de um banhado construído, qual, comparativamente, sua eficácia em relação ao cenário sem essa medida estrutural de controle quali-quantitativo do escoamento pluvial?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundário e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a apresentação da comparação da solução proposta com banhado construído, no Município de Porto Alegre, quanto à sua eficácia, em relação ao cenário sem essa medida estrutural de controle quali-quantitativo do escoamento pluvial.

2.2.2 Objetivo secundário

O objetivo secundário do trabalho é:

- a) apresentação de anteprojeto para o banhado construído na área selecionada para o estudo;
- b) indicação de áreas potenciais para a construção de banhados para controle quali-quantitativo do escoamento pluvial e quais os benefícios esperados.

2.3 HIPÓTESE

A hipótese do trabalho é que o banhado construído, frente à situação sem nenhuma medida estrutural, pode reduzir e amortecer os picos de vazão de escoamento pluvial e melhorar a sua qualidade nos seguintes parâmetros: sólidos suspensos totais, carga orgânica e nitrogênio.

2.4 PRESSUPOSTO

Os dados de entrada e saída de escoamento pluvial do banhado experimental, assim como o dimensionamento do volume necessário para amortecimento, serão calculados seguindo os procedimentos apresentados no Manual de Drenagem Urbana de Porto Alegre. Sendo que, pressupõe-se que tais procedimentos sejam considerados válidos.

Também é pressuposto que os modelos de remoção biológica de contaminantes em banhados construídos apresentados por Campbell e Ogden (c1999) sejam válidos.

2.5 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que os dispositivos de controle que existem hoje no Município de Porto Alegre têm enfoque quantitativo, prevendo apenas a remoção de sólidos suspensos, não atendendo os demais contaminantes, fato que contribui para a contaminação dos solos e corpos hídricos do Município.

2.6 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao Município de Porto Alegre, uma vez que as informações de relevo, de características do solo e de índices pluviométricos disponíveis são as deste local.

2.7 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) a utilização do método do *Soil Conservation Service* (SCS) para criação de vazão de projeto, não representando fielmente o regime real de ocorrência de eventos de alagamento e conseqüentemente da remoção de poluentes;

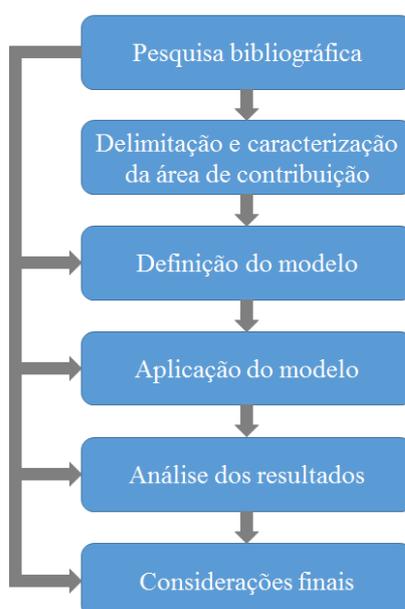
- b) a utilização do método de Puls para dimensionamento de reservatórios;
- c) a utilização de levantamento planialtimétrico para a delimitação da área de contribuição ao banhado;
- d) a utilização de modelos de remoção biológica de contaminantes;
- e) a simulação de melhoria na qualidade do esgoto pluvial apenas, sem considerar possíveis lançamentos de esgoto cloacal na rede de drenagem;
- f) o uso, como parâmetros de qualidade da água, de: sólidos suspensos totais, carga orgânica e nitrogênio amoniacal.

2.8 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado em etapas, as quais são representadas na figura 3 e serão descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) delimitação e caracterização da área de contribuição;
- c) definição do modelo numérico;
- d) aplicação do modelo numérico;
- e) análise dos resultados;
- f) considerações finais.

Figura 3 – Etapas de pesquisa



(fonte: elaborada pelo autor)

A **pesquisa bibliográfica** teve como objetivo obter informações e coletar os dados necessários para o desenvolvimento do trabalho. Os enfoques principais da pesquisa são:

- a) águas urbanas e contexto de Porto Alegre;
- b) impacto da urbanização no balanço hídrico;
- c) características quali-quantitativas do escoamento pluvial urbano;
- d) técnicas de controle do escoamento pluvial urbano.

Na etapa seguinte, será feita a **delimitação e caracterização da área de contribuição**, informações essas que são fundamentais para a utilização dos modelos numéricos. São definidas as condições de contorno e iniciais do sistema e suas características. A partir daí, é possível passar para a próxima etapa, pois a disponibilidade e qualidade dos dados deste sistema devem ser compatíveis com a complexidade do modelo adotado.

A **definição do modelo** consistirá na escolha de modelos matemáticos disponíveis na literatura científica que melhor representem os processos reais. Levando em consideração tanto a complexidade dos modelos quanto a disponibilidade de dados de entrada restrita.

A próxima etapa será a **aplicação do modelo** escolhido e testado anteriormente. Nesse estágio, são gerados os dados de saída do modelo que são utilizados para a criação de gráficos de relação entre as variáveis e de desempenho que posteriormente serão sujeitadas à análise.

Após serem gerados os valores de desempenho da alternativa, é possível que seja feita uma **análise dos resultados**. Nessa análise, o banhado construído será comparado tecnicamente ao cenário sem essa medida, evidenciando os benefícios de se ter o escoamento pluvial controlado.

3 ÁGUAS URBANAS

No planejamento e na gestão das cidades, é de fundamental importância que todos os setores das águas urbanas sejam considerados. As águas urbanas englobam o sistema de abastecimento de água e esgotos sanitários, a drenagem urbana e as inundações ribeirinhas, a gestão dos sólidos totais, tendo como metas a saúde e a conservação ambiental. (TUCCI, 2007a, p. 51).

Em países em desenvolvimento, a situação se apresenta de forma caótica devido ao crescimento desordenado que vem ocorrendo desde o século XX. Com a migração da população rural, devido à busca por melhores empregos e salários, diversas famílias se alocaram na periferia das cidades onde a população cresce sem infraestrutura (TUCCI, 2007a, p. 31).

O crescimento desordenado tem como consequência a deterioração da qualidade de vida e do meio ambiente. O município é capaz de controlar com eficiência apenas as regiões de médio e alto valor econômico com regulamentação do uso do solo. Esse fato ocorre devido à incapacidade dos governos de planejar, antevendo a urbanização e investindo em planejamento do espaço (TUCCI, 2007a, p. 36). Mesmo tendo certas áreas do município controladas, Tucci (2007a, p. 37) apresenta as principais deficiências no contexto das águas urbanas:

- a) a falta de tratamento de esgoto: grande parte das cidades [...] não possuem tratamento de esgoto e lançam os efluentes na rede de esgotamento pluvial, que escoam pelos rios urbanos (maioria das cidades brasileiras);
- b) outras cidades optaram por implantar as redes de esgotamento sanitário (muitas vezes sem tratamento), mas não implementam a rede de drenagem urbana, sofrendo frequentes inundações com o aumento da impermeabilização;
- c) ocupação do leito de inundação ribeirinha, sofrendo frequentes inundações;
- d) impermeabilização e canalização dos rios urbanos com aumento da vazão de cheia (sete vezes) e sua frequência; aumento da carga de resíduos sólidos e da qualidade da água pluvial sobre os rios próximos das áreas urbanas;
- e) deterioração da qualidade da água.

Os cenários considerados na gestão de inundações devem prever futuros desenvolvimentos. Além disso, as medidas de controle das inundações não devem transferir impactos para jusante, de forma a evitar que áreas mais baixas sofram com as inundações, geralmente áreas menos nobres, e com populações mais necessitadas. A gestão de inundações também deve ter como metas o controle dos impactos ambientais relacionados com a erosão, qualidade da água e a biodiversidade (TUCCI, 2007a, p. 26-27).

3.1 ÁGUAS URBANAS EM PORTO ALEGRE

Assim como as demais metrópoles brasileiras, Porto Alegre, durante seu período de crescimento, se baseou na filosofia higienista de “[...] **escoar a água precipitada o mais rapidamente possível para jusante.**” (PORTO ALEGRE, 2005, p. 1). Esta forma de abordar o tema se opõe aos princípios básicos de gestão de inundações definidos por Tucci (2007a, p. 26-27) e descritos no parágrafo anterior. De forma geral, tem-se como consequência positiva desta política uma redução das doenças nos seres humanos. Em contraponto, ocorre a contaminação de corpos hídricos, o impacto nas fontes de água (o esgoto é apenas transportado e não é tratado) e a ocorrência de inundações (o escoamento é acelerado devido às canalizações, aumentando o pico de vazão do escoamento) (TUCCI, 2007a).

O panorama das águas urbanas da capital do Rio Grande do Sul tem sido alterado, desde o final da década de noventa, quando começou a ser elaborado o PDDrU. O plano tem como princípio alterar a tendência higienista, passando para a fase do desenvolvimento sustentável (PORTO ALEGRE, 2005, p. 1). Esta fase apresenta como consequências a conservação ambiental, redução das inundações e melhoria da qualidade de vida (TUCCI, 2007a, p. 53).

Com a finalidade de capacitar os profissionais atuantes em drenagem e planejamento da cidade a novos procedimentos e condutas, Porto Alegre (2005, p. 4), através do Plano Diretor de Drenagem Urbana e o Manual de Drenagem, apresenta:

- a) os fundamentos do plano;
- b) o manual de drenagem urbana;
- c) a revisão do sistema de proteção de inundação de Porto Alegre;
- d) e os planos de cada bacia da capital.

Porto Alegre (2005, p. 1) adota como princípios para controle de os seguintes itens:

- a) o aumento de vazão devido à urbanização não deve ser transferido para jusante;
- b) deve-se priorizar a recuperação da infiltração natural da bacia, visando a redução dos impactos ambientais;
- c) a bacia hidrográfica deve ser o domínio físico de avaliação dos impactos resultantes de novos empreendimentos, visto que a água não respeita limites políticos;
- d) o horizonte de avaliação deve contemplar futuras ocupações urbanas;
- e) as áreas ribeirinhas somente poderão ser ocupadas a partir de um zoneamento que contemple as condições de enchentes;
- f) as medidas de controle devem ser preferencialmente não-estruturais.

As medidas de controle podem ser não estruturais ou estruturais. As medidas não estruturais têm caráter preventivo e visam a melhor convivência da população com as enchentes e inundações. Tem-se como exemplo o próprio PDDrU, a regulamentação do uso do solo, seguros de enchentes/inundações, previsão de eventos extremos, entre outros. Já as medidas estruturais se caracterizam por serem soluções físicas de engenharia como bacias de detenção, trincheiras de infiltração, etc.

Durante os últimos anos, as principais medidas adotadas para controle do escoamento pluvial no Município foram (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND, 2013):

- a) a implementação de bacias de detenção, que amortecem os picos de vazão, limitando a vazão que escoar para jusante;
- b) e o controle do uso do solo, limitando em 20% o mínimo de área permeável dos novos empreendimentos, diminuindo o volume que escoar superficialmente pelo fato de parte da água infiltrar no solo.

3.2 IMPACTO DA URBANIZAÇÃO NO BALANÇO HÍDRICO

O estudo do impacto da urbanização no balanço hídrico exige que seja feita a diferenciação entre inundações ribeirinhas e alagamentos urbanos. As inundações ribeirinhas ocorrem quando a vazão do curso d'água é maior que a capacidade do leito menor e ocorre o transbordamento para o leito maior. Este processo é natural do ciclo hidrológico ocorrendo durante o período de vazões altas (TUCCI, 2007a, p. 125-129). A urbanização não causa o transbordamento do rio, porém os prejuízos às populações ribeirinhas ocorrem devido à ocupação de regiões com risco de inundações (GOLDENFUM et. al., c2010, p. 50, tradução

nossa). Esse evento é de tal magnitude que o efeito de medidas estruturais como dispositivos de retenção é quase insignificante na atenuação do escoamento, portanto o controle dos danos causados deve ser feito, preferencialmente, através de medidas não estruturais com o planejamento da ocupação e do uso do solo.

Por outro lado, os alagamentos urbanos podem ser atenuados por meio da adoção de medidas estruturais, como bacias de retenção, valas de infiltração, banhados construídos, etc. Estes eventos são causados por ações antrópicas, as quais alteram o sistema natural. Segundo Tucci (2007a, p. 95), devido à impermeabilização do solo através da urbanização, ocorre a alteração das variáveis do balanço hídrico. As principais alterações são:

- a) aumento da magnitude do escoamento superficial;
- b) redução da recarga dos aquíferos;
- c) redução da evapotranspiração.

Essas alterações, diante de um sistema de drenagem urbana com princípios higienistas, geram os alagamentos urbanos nas regiões baixas da cidade. Além de ser gerado um volume maior de escoamento como consequência da impermeabilização, os sistemas de drenagem urbana com tendências higienistas ampliam ainda mais os efeitos a jusante por visarem um escoamento rápido.

O balanço hídrico numa bacia é definido por (BALANÇO..., 2009):

$$S_{(t+1)} = S_{(t)} + (P - E - Q) \cdot \Delta t \quad (1)$$

Sendo:

$S_{(t+1)}$ – quantidade de água no tempo t+1;

$S_{(t)}$ – quantidade de água no tempo t;

P_a – precipitação na área da bacia;

E – evapotranspiração real;

Q_s – vazão de saída;

Δt – intervalo de tempo.

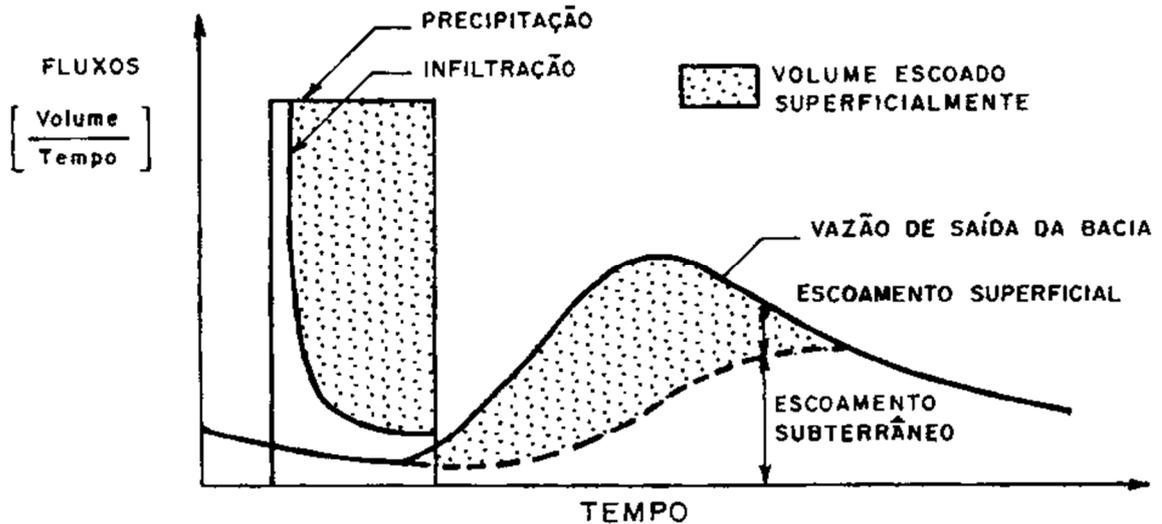
Em intervalos de tempo muito longos (Δt), a diferença no armazenamento da bacia (ΔS) pode ser desprezada (BALANÇO..., 2009):

$$\Delta S = S_{(t+1)} - S_{(t)} = 0 \quad (2)$$

$$P - E = Q_s \quad (3)$$

O hidrograma de saída no exutório da bacia apresenta a vazão pelo tempo, podendo ser dividida entre o escoamento superficial e o subterrâneo. De acordo com Silveira (2007, p. 42), o hidrograma apresenta uma determinada forma, que ainda não é definida cientificamente, mas pode ser tratada por metodologias práticas através da análise do histórico de eventos. Talvez esse fato se deva a complexidade de cada cenário a ser estudado e às diferentes características a serem analisadas. O formato do hidrograma pode ser visto na figura 4.

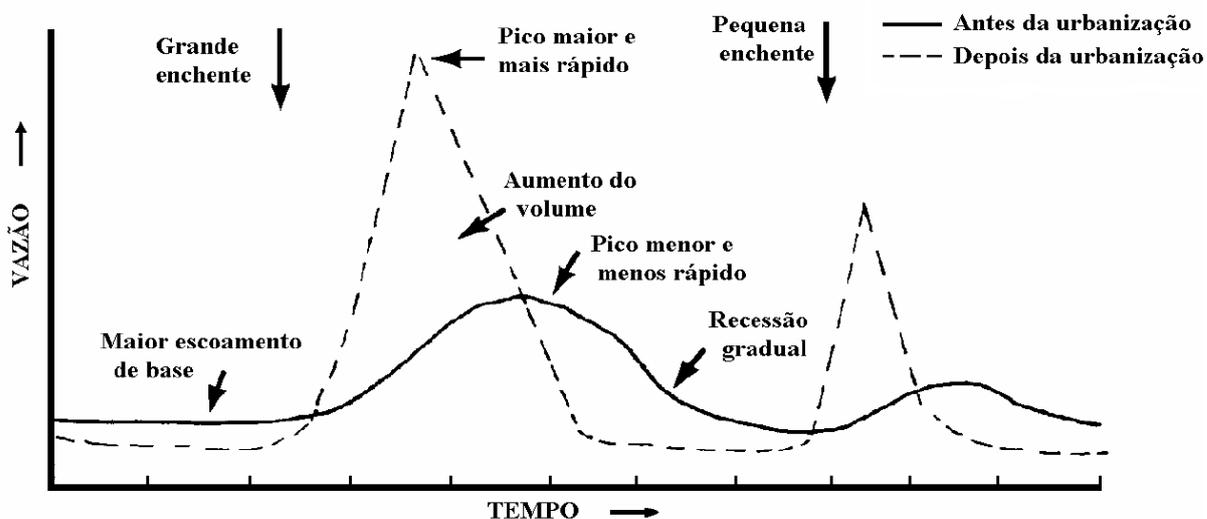
Figura 4 – Resposta hidrológica da bacia hidrográfica



(fonte: SILVEIRA, 2007, p. 42)

Ao se alterar a ocupação e o uso do solo, através de desmatamento, impermeabilização e canalização dos rios, essas variáveis são alteradas e o hidrograma passa ter um formato diferente, como é apresentado na figura 5.

Figura 5 – Características das alterações de uma área rural para urbana



(fonte: SHUELER, 1987¹ apud TUCCI, 2007a, p. 70)

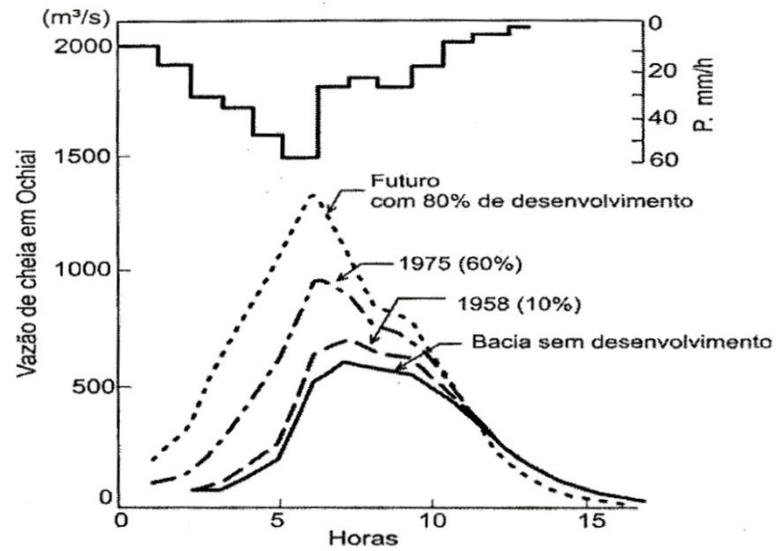
Essa mudança no formato do hidrograma, com o pico da vazão ampliado ocorrendo em um espaço de tempo menor, é a principal causa dos alagamentos urbanos. O sistema pluvial acaba sendo sobrecarregado e não é capaz de absorver o escoamento durante esse curto período. O volume que acaba por não ser drenado alaga as partes mais baixas das cidades. Também pode ser observado um escoamento de base menor no período pós-urbanização, pois a água que antes infiltrava, hoje, passa a escoar superficialmente.

Yoshimoto e Suetsugi (1990² apud TUCCI, 2007a, p. 101) descreveram a ampliação da urbanização e a redução do tempo de concentração da bacia, em consequência, a antecipação do pico de vazão ocorrido numa bacia no Japão. É possível observar a variação desses elementos e o aumento do volume e do pico do escoamento superficial na figura 6.

¹ SCHUELER, T. **Controlling Urban Runoff**: a practical manual for planning and designing urban BMP's. Washington, D. C., 1987.

² YOSHIMOTO, T.; SUETSUGI, T. Comprehensive Flood Disaster Prevention Measures in Japan. In: DUISBERG SYMPOSIUM. HYDROLOGICAL PROCESSES AND WATER MANAGEMENT IN URBAN AREAS. Duisberg: International Association of Hydrological Sciences Publication, 1990. p. 175-183.

Figura 6 – Resultados da evolução urbana na bacia Tsurumi, Japão



(fonte: YOSHIMOTO; SUETSUGI, 1990³ apud TUCCI, 2007a, p. 104)

Estes dados confirmam, que com o aumento da urbanização e consequente impermeabilização de áreas antes vegetadas, ocorre o aumento da vazão e antecipação do pico do escoamento em rios localizados em áreas urbanas. Portanto, no planejamento e gestão das cidades deve-se incluir como meta tornar os hidrogramas urbanos mais similares ao seu formato natural.

³ op. cit.

4 CARACTERÍSTICAS DO ESCOAMENTO PLUVIAL URBANO

4.1 QUALIDADE

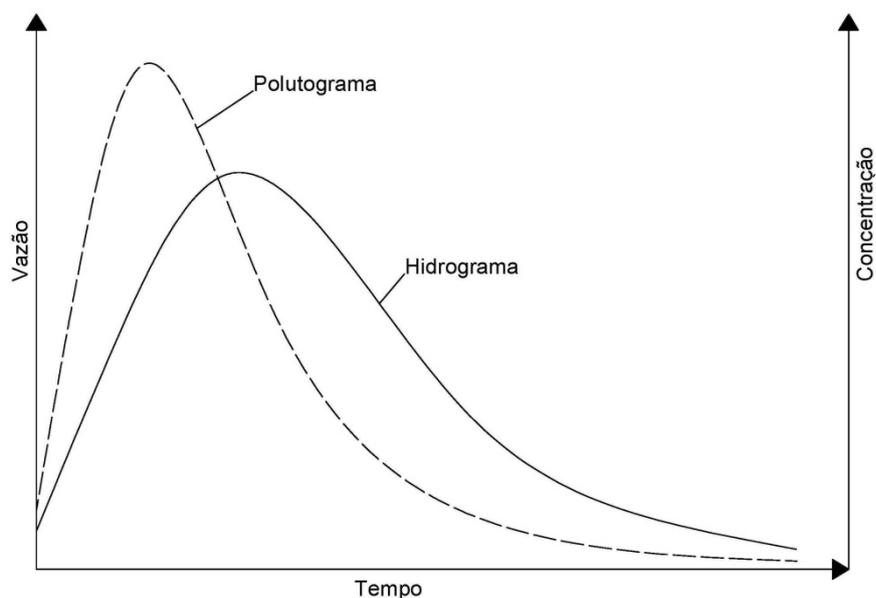
Um fator importante para a caracterização do escoamento pluvial é a qualidade. Conforme Campana e Bernardes (2010, p. [53]), as águas das chuvas que escoam superficialmente nas bacias urbanas carregam substâncias contaminantes ao lavarem as superfícies contribuindo, assim, para a degradação dos corpos hídricos receptores. Esse tipo de contaminação do escoamento é chamado de poluição difusa, pois não é possível saber exatamente o local de origem das cargas contaminantes. Essas cargas são geradas de acordo com o uso e ocupação do solo em áreas urbanas, assim como as atividades praticadas nesse espaço.

Geralmente, a primeira parte do escoamento superficial tende a ter uma carga mais alta de contaminantes, também denominada pela literatura técnica como carga de lavagem do escoamento superficial (CAMPANA; BERNARDES, 2010, p. [53]). Cerca de 90% da carga do escoamento pluvial ocorre nos primeiros 25 mm de chuva (TUCCI, 2007a, p. 117). Tucci (2007a, p. 116) descreve as possíveis origens dessa contaminação:

- a) absorção de poluentes aéreos;
- b) lavagem das superfícies urbanas permeáveis ou impermeáveis;
- c) poluentes acumulados no sistema de escoamento como condutos e canais;
- d) lavagem de depósito de conteúdos contaminados.

A figura 7 apresenta o hidrograma do escoamento pluvial e também a concentração de poluentes pelo tempo (polutograma). É possível perceber que o pico de concentração de poluentes ocorre enquanto a vazão cresce, ocorrendo no início do evento e, em seguida, diminuindo rapidamente. Esse formato do polutograma representa a lavagem que ocorre quando há um evento de precipitação. Também é possível destacar que caso haja um intervalo pequeno entre eventos, o segundo evento terá uma concentração mais baixa que o primeiro, pois a superfície já foi lavada e o pico do polutograma poderá ocorrer posterior ao do hidrograma.

Figura 7 – Hidrograma e polutograma



(fonte: adaptado de TUCCI, 2007a, p. 118)

A origem do contaminante, suas concentrações e como ele ocorre ao longo do tempo são características relevantes de serem identificadas para servirem de instrumento para a gestão da drenagem urbana, ainda mais quando vinculadas ao tipo de uso e ocupação do solo (CAMPANA; BERNARDES, 2010, p. 54).

Segundo *United States* (2005⁴ apud CAMPANA; BERNARDES, 2010, p. 2), “[...] o escoamento urbano e o despejo de esgoto são as categorias que contribuem em segundo, terceiro e quarto lugar para a deterioração da qualidade da água dos estuários, lagos e rios respectivamente [...]”. De acordo com Campana e Bernardes (2010, p. 54), “Várias pesquisas ressaltam a dificuldade da identificação de um comportamento comum nos resultados da investigação desses poluentes, nos diversos centros urbanos ao redor do mundo, devido à variabilidade do meio em questão.”.

A quantificação das áreas impermeabilizadas em áreas urbanizadas é um fator importante para a avaliação da poluição difusa (CAMPANA; BERNARDES, 2010, p. 54). De acordo com Dotto (2006⁵ apud CAMPANA; BERNARDES, 2010, p. 54), “[...] dessas áreas

⁴ UNITED STATES. Environmental Protection Agency. **National Management Measures to Control Nonpoint Pollution from Urban Areas**: EPA-841-B-05-004. Washington, D.C., 2005.

⁵ DOTTO, C. B. S. **Acumulação e Balanço de Sedimentos em Superfícies Asfálticas em Área Urbana de Santa Maria-RS**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Centro de Tecnologia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2006.

impermeáveis, as superfícies pavimentadas representam uma fonte crítica de sedimentos no ambiente urbano.”.

Enquanto o esforço para controle da poluição é focado no tratamento de esgoto doméstico e industrial, o escoamento pluvial urbano não é reconhecido verdadeiramente pelo impacto que causa aos corpos receptores. A necessidade de se estudar a qualidade do escoamento pluvial se deve a necessidade de água presente nos dias de hoje, para uso doméstico e industrial (IDE, 1984, p. 1-2). Diversos “[...] autores encontraram no escoamento pluvial de áreas urbanas valores de DBO_5 ⁶ equivalentes a 10 vezes a concentração de DBO_5 de efluentes de tratamento secundário do esgoto doméstico.”, dados que enfatizam a necessidade de se tratar o escoamento pluvial (IDE, 1984, p. 6).

De acordo com Pitt e Field (1977⁷ apud IDE, 1984, p. 9),

Quando os poluentes de ruas são descarregados em um corpo receptor, afetam a qualidade da água de várias maneiras. Os efeitos imediatos mais importantes observados foram a depleção de oxigênio e o aumento do crescimento bacteriano. Os efeitos mais demorados incluíram a eutrofização provocada pelo aumento de nutrientes e os efeitos tóxicos sobre os organismos, devido à presença de metais pesados e componentes de pesticidas a base de hidrocarbonetos.

Segundo Ide (1984, p. 14), a taxa de acumulação de poluentes sobre a superfície do solo é influenciada por diversos parâmetros como:

- a) condições geográficas;
- b) tipo de vegetação;
- c) natureza da ocupação;
- d) porcentagem da área impermeável;
- e) tipos e condições da superfície da rua;
- f) tráfego diário;
- g) frequência de varrição de ruas e coleta de lixo;
- h) intensidade de precipitação e tempo decorrido desde a chuva anterior;
- i) característica geral da poluição do ar.

⁶ Demanda bioquímica de oxigênio medida durante um período de 5 dias a uma temperatura de 20°.

⁷ PITT, R.; FIELD, R. **Water Quality Effects from Urban Runoff**. Journal American Water Works Association, 1977.

Chen (1983⁸ apud IDE, 1984, p. 15) destaca as principais fontes de poluentes detectados no escoamento pluvial no quadro 1.

Quadro 1 – Principais fontes de poluentes normalmente detectados no escoamento pluvial

Categoria do Poluente	Parâmetro medido	Fontes
Agentes tóxicos	Metais pesados e produtos químicos, orgânicos e bio-ensaios de toxidez	Automóveis, residências, indústrias químicas e oficinas
Pesticidas, inseticidas e herbicidas	Hidrocarbonetos clorados e fosforados, pesticidas	Pulverização de insetos e de ervas daninhas
Materiais Consumidores de oxigênio e matéria orgânica	Demanda bioquímica de oxigênio (DBO), Demanda Química de Oxigênio (DQO), Carbono Orgânico Total (COT)	Matéria orgânica abandonada, grama, planta, fezes de animais, óleos e graxas
Bioestimulantes	Nitrogênio e fósforo, elementos traço	Fertilizantes, lixiviação mineral, decomposição orgânica
Patogênicos	Coliformes fecais e <i>Streptococcus fecais</i>	Humanos, animais e pássaros
Sólidos	Suspensos, dissolvidos ou materiais flutuantes	Erosão, resíduo de lixivia mineral e resíduos domiciliares e industriais

(fonte: adaptado de CHEN, 1983⁹ apud IDE, 1984, p. 15)

4.1.1 Qualidade do escoamento pluvial em Porto Alegre

Escolhido o local para ser desenvolvido o presente estudo, é necessário que seja destacada a qualidade do escoamento pluvial em Porto Alegre. Ide (1984, p. 27) sugere o uso de dados locais antes de se planejar um sistema de controle, tendo em vista a extrema variabilidade da qualidade da água pluvial urbana.

Ide (1984), no período de janeiro a julho de 1984 monitorou uma bacia hidrográfica localizada na área central de Porto Alegre – RS, denominada Bacia dos Açorianos. Os dados qualitativos levantados por Ide (1984) por meio das análises das águas de escoamento pluvial desta bacia são apresentadas no quadro 2.

⁸ CHEN, C. W. **Water Quality Analysis of Urban Runoff**. In: ARGENTINA. Secretaria de Recursos Hídricos. Curso Latinoamericano sobre Técnicas Modernas em Hidrologia. Córdoba: CIHRSA, 1983. Não paginado.

⁹ op. cit.

Quadro 2 – Parâmetros da drenagem pluvial da Bacia dos Açorianos (janeiro-julho 1984)

Parâmetros	Média	Desvio Padrão	Extremos	
			Mínimo	Máximo
Temperatura do ar (°C)	24,3	5,2	13,5	31,0
Temperatura da água (°C)	25,7	3,6	17,5	30,0
pH	7,2	0,4	6,5	8,3
Condutividade (µmho/cm)	232,2	94,5	72,0	445,0
Cor aparente (mg/l de Pt)	2080	4703	50	20000
Turbidez (UNT)	106,1	54,3	30,0	270,0
Sólidos totais (mg/l)	1522,7	2096,0	160,0	10225,0
Sólidos totais fixos (mg/l)	1255,7	1911,8	95,0	8985,0
Sólidos totais voláteis (mg/l)	270,4	225,4	10,0	1240,0
Sólidos dissolvidos totais (mg/l)	228,9	109,2	75,0	555,0
Sólidos suspensos totais (mg/l)	1394,6	2103,1	10,0	9880,0
Sólidos sedimentáveis (ml/l)	36,4	68,6	0,0	260,0
Chumbo total (mg/l)	0,19	0,03	0,10	0,31
Zinco total (mg/l)	0,77	0,64	0,03	3,31
Cádmio total (mg/l)	< 0,03	-	-	-
Cromo total (mg/l)	0,09	0,03	0,06	0,23
Cobre total (mg/l)	0,20	0,20	0,06	1,12
Ferro total (mg/l)	30,33	27,46	0,19	81,29
Acidez (mg/l)	17,1	9,9	1,0	55,6
Alcalinidade (mg/l)	84,3	68,5	21,0	326,2
Cloretos (mg/l)	17,6	11,5	5,5	52,5
Oxigênio dissolvido (mg/l)	3,4	1,4	0,0	6,6
Amônia (mg/l)	1,00	0,81	0,31	4,88
Nitritos (mg/l)	0,14	0,19	0,01	0,85
Nitratos (mg/l)	1,86	2,60	0,20	16,61
Fosfatos totais (mg/l)	0,347	0,430	0,008	2,580
Sulfatos totais (mg/l)	16,73	11,55	2,24	51,91
DBO5, 20°C (mg [O]/l)	31,8	23,0	1,3	97,9
DQO (mg [O]/l)	176,53	144,96	2,20	597,51
Óleos e graxas (mg/l)	23,1	13,5	1,0	56,5
Coliformes totais (NMP/100ml)	1,7x10 ⁷	6,4x10 ³	4,0x10 ²	2,4x10 ⁸
Coliformes fecais (NMP/100ml)	1,5x10 ⁷	4,8x10 ⁶	4,0x10 ²	2,4x10 ⁸
Contagem bacteriana total (CBT) (CBT/ml)	6,2x10 ⁶	1,3x10 ⁷	2,1x10 ⁴	6,3x10 ⁷

(fonte: adaptado de IDE, 1984, p. 66)

Foram monitorados sete eventos de precipitação. Apenas os acumulados iniciais de chuva foram acompanhados. No quadro 3 são descritos os eventos.

Quadro 3 – Descrição dos eventos (precipitação) monitorados

Chuva	Data	DAE	Duração da precipitação	Precipitação total
			min	mm
1	29/01/1984	8	35	4,40
2	16/02/1984	9	30	2,05
3	24/02/1984	4	25	6,10
4	9/03/1984	6	55	24,00
5	28/03/1984	3	160	12,00
6	5/05/1984	11	155	6,00
7	3/07/1984	6	120	11,20

DAE: Dias Antecedentes de Estiagem

(fonte: adaptado de IDE, 1984, p. 67)

As concentrações dos constituintes da qualidade da água do escoamento pluvial pelo tempo podem ser visualizadas através do quadro 4. A partir desse quadro podem ser gerados os polutogramas de cada contaminante.

Ide (1984, p. 83-84) compara a carga anual de poluentes produzida pela drenagem pluvial com a produzida pelo esgoto sanitário. Caso seja considerada a concentração média monitorada no estudo para toda a cidade de Porto Alegre, o escoamento pluvial pode contribuir para a poluição de corpos receptores em 98% de sólidos suspensos totais, 52% de DBO_{5, 20°} e 80% dos óleos e graxas.

De acordo com Ide (1984, p. 85-86), Diversos são os efeitos em corpos receptores causados pela poluição das superfícies que são lavadas pelo escoamento pluvial. Tais efeitos são:

- a) depleção de oxigênio;
- b) mortandade de peixes;
- c) aumento da concentração de bactérias;
- d) eutrofização;
- e) efeitos tóxicos.

Quadro 4 – Parâmetros constituintes do escoamento pelo tempo

Parâmetros	Tempo após o início do escoamento (min)					
	0*	5	10	15	20	30
Temperatura do ar (°C)	26,4	24,2	24,2	24,3	24,4	23,0
Temperatura da água (°C)	26,3	25,9	25,8	25,7	25,3	24,0
pH	7,1	7,0	7,1	7,1	7,2	7,4
Condutividade (µmho/cm)	264,0	339,3	242,6	199,3	172,1	176,2
Cor aparente (mg/l de Pt)	150	9721	914	457	700	282
Turbidez (UNT)	26,4	185,7	116,4	94,1	95,0	82,5
Sólidos totais (mg/l)	202,9	4221,4	1816,4	755,0	1215,7	825,0
Sólidos totais fixos (mg/l)	145,7	3620,7	1517,7	516,4	640,7	1065,8
Sólidos totais voláteis (mg/l)	57,1	600,7	298,7	238,6	217,9	199,2
Sólidos dissolvidos totais (mg/l)	169,3	262,1	307,1	237,1	208,6	182,5
Sólidos suspensos totais (mg/l)	35,7	3959,3	2029,3	213,6	1007,1	727,3
Sólidos sedimentáveis (ml/l)	8,6	174,3	15,0	6,4	7,8	1,7
Chumbo total (mg/l)	0,18	0,22	0,19	0,19	0,18	0,18
Zinco total (mg/l)	0,27	1,74	0,76	0,68	0,66	0,45
Cádmio total (mg/l)	< 0,03	< 0,03	< 0,03	< 0,03	< 0,03	< 0,03
Cromo total (mg/l)	0,08	0,10	0,10	0,09	0,08	0,1
Cobre total (mg/l)	0,17	0,40	0,15	0,15	0,20	0,11
Ferro total (mg/l)	3,93	50,48	51,29	37,79	22,49	16,03
Acidez (mg/l)	10,1	27,7	19,1	16,7	16,3	11,8
Alcalinidade (mg/l)	117,7	185,0	55,0	46,3	43,8	53,5
Cloretos (mg/l)	14,0	22,5	24,9	18,3	14,8	11,2
Oxigênio dissolvido (mg/l)	4,4	1,8	2,7	3,3	3,6	4,4
Amônia (mg/l)	0,59	1,55	1,35	0,94	0,89	0,69
Nitritos (mg/l)	0,02	0,14	0,28	0,20	0,12	0,07
Nitratos (mg/l)	0,59	4,88	1,86	1,46	1,22	1,05
Fosfatos totais (mg/l)	0,180	0,780	0,360	0,275	0,259	0,207
Sulfatos totais (mg/l)	7,78	15,56	24,56	20,37	18,32	13,27
DBO5, 20°C (mg [O]/l)	3,9	47,3	49,2	37,3	31,1	19,9
DQO (mg [O]/l)	3,34	256,84	339,46	210,57	149,52	86,58
Óleos e graxas (mg/l)	8,9	28,6	33,6	26,4	23,4	17
Coliformes totais (NMP/100ml)	1,7x10 ⁴	2,0x10 ⁶	2,1x10 ⁷	5,6x10 ⁷	1,4x10 ⁷	8,5x10 ⁶
Coliformes fecais (NMP/100ml)	1,5x10 ⁴	1,6x10 ⁶	1,7x10 ⁷	5,5x10 ⁷	9,4x10 ⁶	5,2x10 ⁶
Contagem bacteriana total (CBT) (CBT/ml)	6,0x10 ⁵	7,3x10 ⁵	4,2x10 ⁶	1,2x10 ⁷	7,7x10 ⁶	5,0x10 ⁶

* Fluxo de base

(fonte: adaptado de IDE, 1984, p. 81)

4.2 QUANTIDADE

O escoamento pluvial tem o seu pico de vazão antecipado e seu volume aumentado em bacias urbanizadas quando comparadas ao cenário natural. Ao se definir “[...] o coeficiente de escoamento global de uma bacia como a razão entre a lâmina precipitada anual e a lâmina d’água equivalente ao volume escoado anual da bacia (escoamento base mais escoamento

superficial)”, é possível correlacionar a geração de escoamento a diferentes características da bacia, em especial à taxa de urbanização e à taxa de impermeabilização (SILVEIRA, 2000, p. 157).

Os coeficientes de escoamento e as lâminas escoadas são comparados à taxa de urbanização e impermeabilização no quadro 5, no qual são apresentados dados referentes a cinco bacias do município de Porto Alegre.

Quadro 5 – Lâminas escoadas (mm) e coeficientes de escoamento (%)

Posto	1978	1979	1980	1981	C (%)*	AURB (%)**	AIMP (%)***
Ipiranga (CPRM)		590	645		49	36	9,8
Agronomia	205	257	270	128	18	15	1,9
Saint-Hilaire			232	384	25	7	0,4
Bela Vista		757	817	560	57	89	50,4
Cascata II		612	680		51	52	16,4

*C = coeficiente de escoamento global médio

**AURB = porcentagem urbanizada da bacia (1982) conforme Silveira (1996)

***AIMP = porcentagem impermeabilizada da bacia a partir das informações de Alvarez e Sanchez (1979)

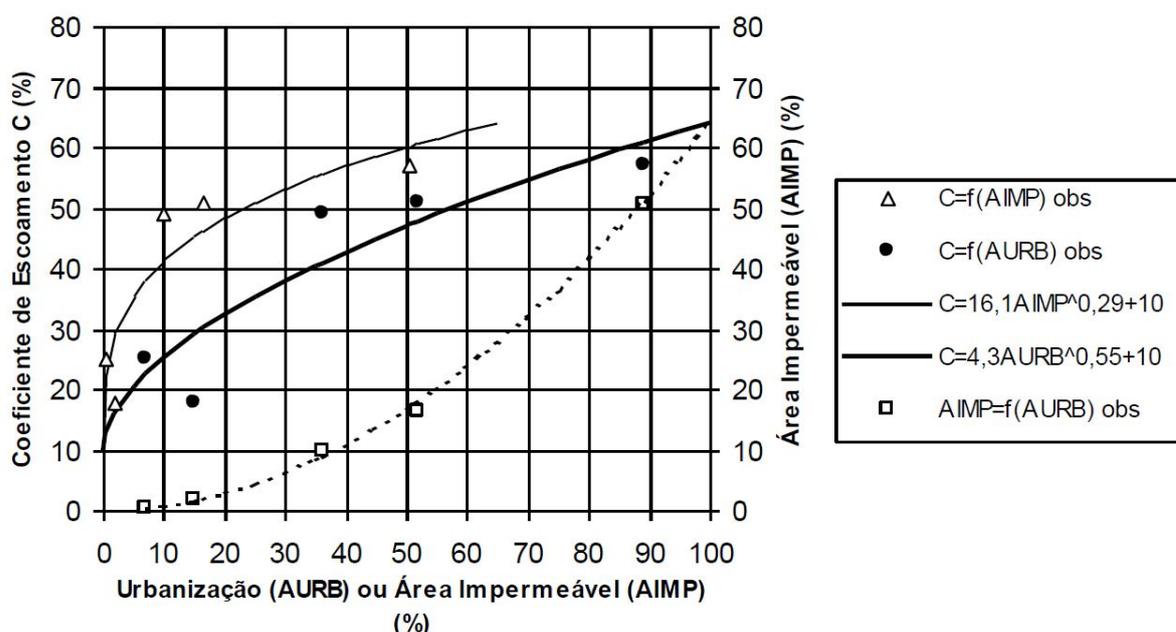
(fonte: SILVEIRA, 2000, p. 158)

É possível perceber que em áreas mais urbanizadas o coeficiente de escoamento é mais alto, evidenciando a contribuição da urbanização para o acontecimento de enchentes. Silveira (2000, p. 158), a partir dos dados do quadro 5 ajustou

[...] curvas para sintetizar o comportamento não linear sugerido pelos pontos amostrais. Esta não linearidade revela que o coeficiente de escoamento evolui rapidamente até uma taxa de impermeabilização de 20% (equivalente a uma urbanização de 50%), com C atingindo um valor entre 45 e 50%. A partir deste estágio, se a urbanização avança sobre toda a bacia, C encaminha-se mais lentamente para um valor de pouco mais de 60%. Isto significa que o potencial de aumento de escoamento com a urbanização é de 6 a 7 vezes, mas já atinge 4 a 5 vezes com uma urbanização de 50% [...].

As curvas ajustadas por Silveira (2000, p. 158) são apresentadas na figura 8.

Figura 8 – Variação do coeficiente de escoamento com a urbanização



(fonte: SILVEIRA, 2000, p. 159)

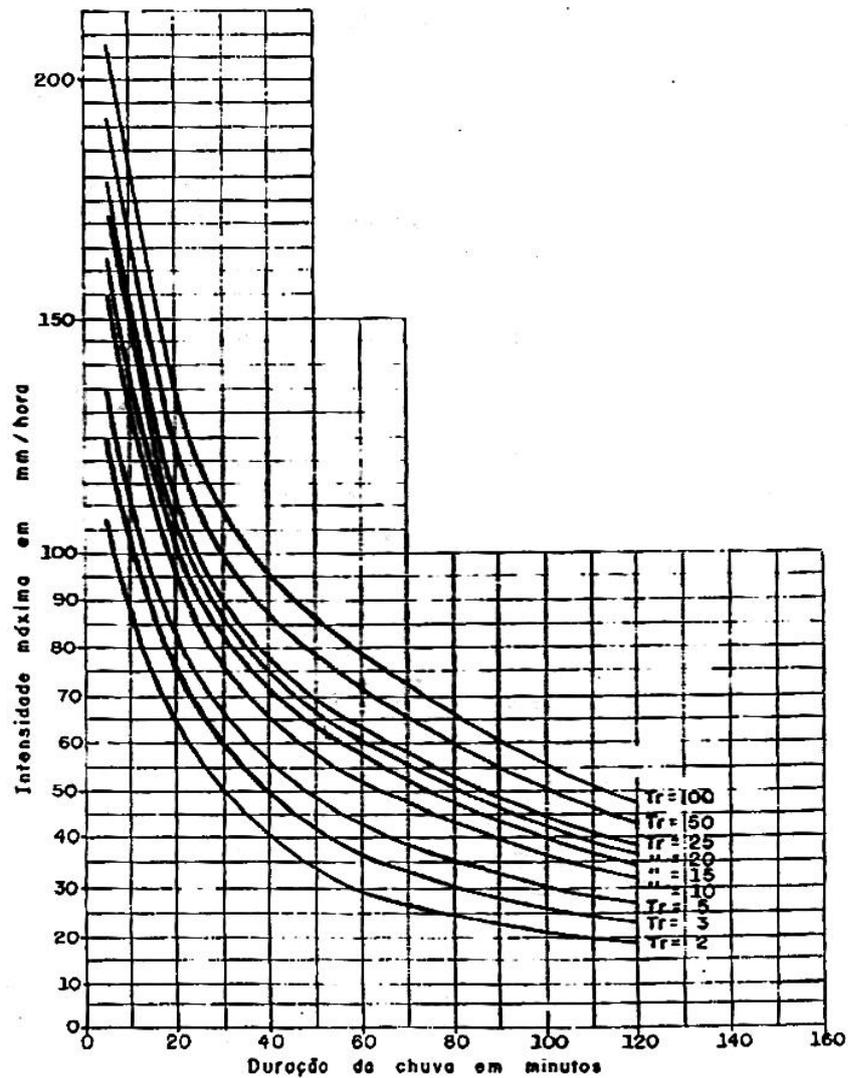
A partir da figura 8, algumas análises podem ser feitas. A taxa de aumento do coeficiente de escoamento superficial diminui com o aumento da urbanização, assim como da impermeabilização. A curva ajustada para correlacionar urbanização à impermeabilização tem formato exponencial com a taxa de aumento da impermeabilização sendo diretamente proporcional à urbanização.

4.2.1 Quantidade do escoamento pluvial em Porto Alegre

O coeficiente de escoamento varia dentro de Porto Alegre dependendo da taxa de ocupação e uso do solo, assim como outras características de cada bacia. Portanto, para o planejamento e gestão de áreas em diferentes bacias, se faz necessária a caracterização de fatores como precipitação, infiltração e evaporação nesses locais.

Para se entender o escoamento pluvial, é necessário ir primeiro a sua origem: a precipitação. No manual de drenagem de Porto Alegre, são apresentadas diferentes curvas IDF, que correlacionam a intensidade da chuva (I), sua duração (D) e frequência (F) (PORTO ALEGRE, 2005, p. 23). Essas curvas são utilizadas para projetos de obras hidráulicas, onde é necessário que se conheça a relação entre as três variáveis (BERTONI; TUCCI, 2007, p. 201-202). A figura 9 apresenta as curvas IDF do Município de Porto Alegre.

Figura 9 – Curvas intensidade-duração-frequência



(fonte: DEPARTAMENTO MUNICIPAL DE ÁGUA E ESGOTO, 1972¹⁰ apud BERTONI; TUCCI, 2007, p. 202)

Verifica-se que quanto mais intensa for uma precipitação, menor será sua duração. Também é perceptível nesses tipos de curvas que quanto maior o tempo de retorno (TR) da chuva, maior sua intensidade para uma mesma duração. Essas curvas são ajustadas a partir de uma série de registros pluviográficos de precipitação diária máxima anual. No quadro 6, são apresentadas as equações IDF recomendadas para Porto Alegre por bairro.

¹⁰ DEPARTAMENTO MUNICIPAL DE ÁGUA E ESGOTO. Chuvas intensas em Porto Alegre. Porto Alegre, 1972.

Quadro 6 – Equações IDF recomendadas para Porto Alegre por bairro

Nº	IDF ¹	Bairros
1	$i = \frac{826,8T^{0,143}}{(t+13,3)^{0,79}}$ Aeroporto	Arquipélago (Ilha do Lage e Ilha Grande dos Marinheiros), Farrapos, Humaitá, Anchieta, Várzea do Gravataí, Navegantes, São João, Sarandi, Rubem Berta, São Geraldo (regiões norte, nordeste e leste do bairro), Santa Maria Goretti, Jardim São Pedro, Jardim Floresta, Jardim Lindóia, São Sebastião, Higienópolis, Passo D'Areia, Cristo Redentor, Vila Ipiranga (região norte do bairro), Jardim Itu-Sabará (região norte do bairro), Boa Vista (região norte), e Passo das Pedras (região norte do bairro).
2	$i = \frac{1265,67T^{0,052}}{(t+12)^{0,88}/T^{0,05}}$ Redenção	Arquipélago (Ilha das Flores e Ilha da Pintada), Marcílio Dias, São Geraldo (regiões oeste, sul e sudeste do bairro), Floresta, Passo das Pedras (região sul do bairro), Centro, Independência, Moinhos de Vento, Auxiliadora, Praia de Belas, Cidade Baixa, Farroupilha, Bom Fim, Rio Branco, Mont Serrat (região oeste), Bela Vista (região oeste), Menino Deus, Azenha, Santana, Santa Cecília, Cristal, Santa Teresa, Medianeira, Santo Antônio, Vila Assunção, Tristeza, Camaquã, Cavalhada, Nonai (região oeste), Vila Conceição, Pedra Redonda, e Ipanema (região norte).
3	$i = \frac{1297,9T^{0,171}}{(t+11,6)^{0,85}}$ 8º Distrito	Vila Ipiranga (região sul do bairro), Jardim Itu-Sabará (região sul do bairro), Boa Vista (região sul), Mont Serrat (região leste), Bela Vista (região leste), Três Figueiras, Chácara das Pedras, Vila Jardim, Petrópolis, Bom Jesus, Jardim Carvalho, Partenon, Jardim Botânico, Jardim do Salso, Nonoi (região leste), Teresópolis, Glória, Cel. Aparício Borges, Vila João Pessoa, São José, Ipanema (região sul), Vila Nova, Cascata, Espírito Santo, Aberta dos Morros (região oeste), Belém Velho (região oeste), Guarujá, Hípica (região oeste), Serraria, e Ponta Grossa (região oeste).
4	$i = \frac{509,859T^{0,196}}{(t+10)^{0,72}}$ IPH	Vila Protásio Alves (região norte, leste e sul), Agronomia, Lomba do Pinheiro, Restinga, Chapéu do Sol, Belém Novo, Lageado, Extrema, Aberta dos Morros (região leste), Belém Velho (região leste), Hípica (região leste), Ponta Grossa (região leste), e Lami

1 - *i* é a intensidade da chuva em mmh⁻¹, *T* é o período de retorno em anos e *t* é a duração em minutos.

(fonte: PORTO ALEGRE, 2005, p. 24)

Caracterizada a precipitação, é necessário conhecer as características da bacia que contribuem para converter o evento de precipitação em escoamento superficial. Segundo Tucci (2007b, p. 391-393) a vazão do escoamento no tempo depende principalmente de características como área de forma da bacia, relevo, cobertura da bacia, tipo de solo e suas condições iniciais de umidade e modificações artificiais no rio, fatores que interferem na infiltração e evaporação.

Diversas metodologias se utilizam dessas características do local para criação de vazões do escoamento superficial de projeto e consequente dimensionamento de obras hidráulicas. Uma vez definida a região de estudo, tais características devem ser estudadas para se dar entrada aos modelos que melhor se adaptem aos dados disponíveis.

5 TÉCNICAS DE CONTROLE DO ESCOAMENTO PLUVIAL URBANO

Diversas são as técnicas para controle do escoamento pluvial dentro das fases corretiva e de desenvolvimento sustentável das águas urbanas. Algumas técnicas têm enfoque na atenuação dos danos físicos causados pelas cheias, portanto o controle é quantitativo e se enquadra na fase corretiva; enquanto que outras técnicas levam em consideração também as características quali-quantitativas do escoamento pluvial.

Em contraponto ao conceito de canalização da drenagem urbana, as medidas “[...] não convencionais mais frequentemente adotadas, [...] [são aquelas] que visam incrementar o processo da infiltração, reter os escoamentos em reservatórios ou retardar o fluxo nas calhas dos córregos e rios.” (CANHOLI, c2005, p. 31).

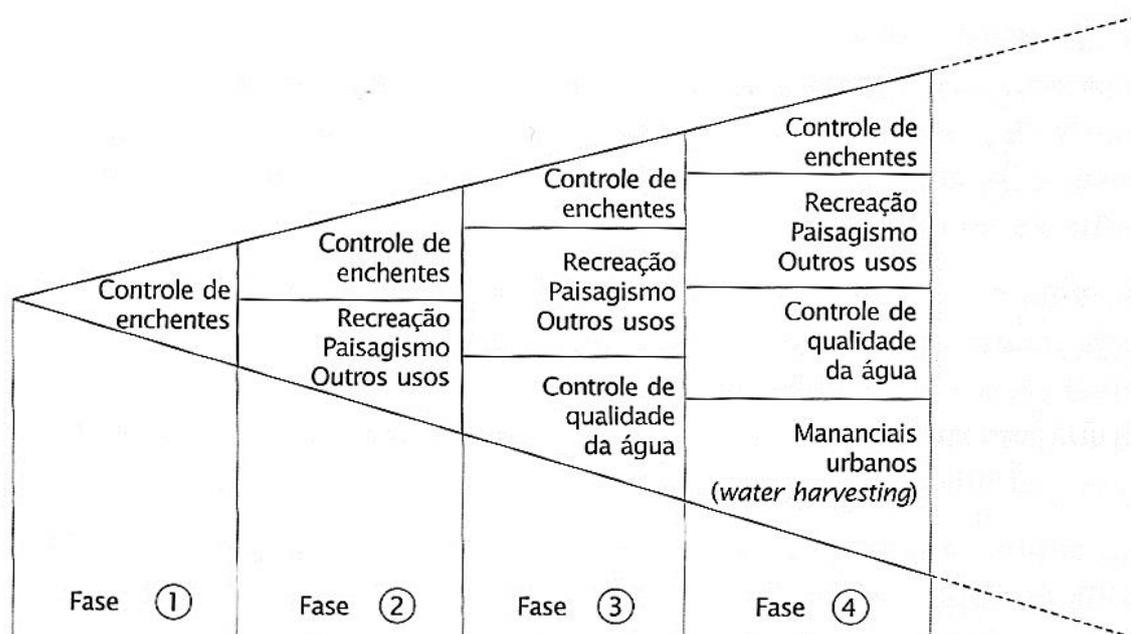
O conceito de desenvolvimento sustentável para controle do escoamento pode ser aplicado em diferentes escalas, desde o controle em lotes até o controle em sub-bacias, onde as dimensões dos projetos variam conforme a área de contribuição. A escolha depende da disponibilidade de área e a conveniência dos órgãos responsáveis e da comunidade (CANHOLI, c2005, p. 32-34). Dos diferentes dispositivos de controle, os mais usados são os que favorecem a reservação dos escoamentos.

Atualmente as obras de retenção aplicadas no Brasil se concentram no controle de cheias, recreação e paisagismo (CANHOLI, c2005, p. 35). Na figura 10, é apresentada a evolução dessas obras em diferentes fases (WALESH 1989¹¹ apud CANHOLI, c2005, p. 35-36, UNITED STATES, 1981¹² apud CANHOLI, c2005, p. 35-36).

¹¹ WALESH, S. G. **Urban Surface Water Management**. New York, 1989.

¹² UNITED STATES. Environmental Protection Agency. **Floodplain management handbook**. Washington, D. C.: U.S. Government Printing Office, 1981. cap. 03.

Figura 10 – Evolução de obras de retenção em centros urbanos



(fonte: Welsh 1989¹³ apud CANHOLI, c2005, p. 35-36, UNITED STATES, 1981¹⁴ apud CANHOLI, c2005, p. 35-36)

Analisando a imagem acima, pode-se dizer que Porto Alegre se enquadra na fase 2, enquanto a proposta deste estudo se enquadra na fase 3. A diferença entre cenários é, justamente, o controle da qualidade da água, uma das funções principais dos banhados construídos.

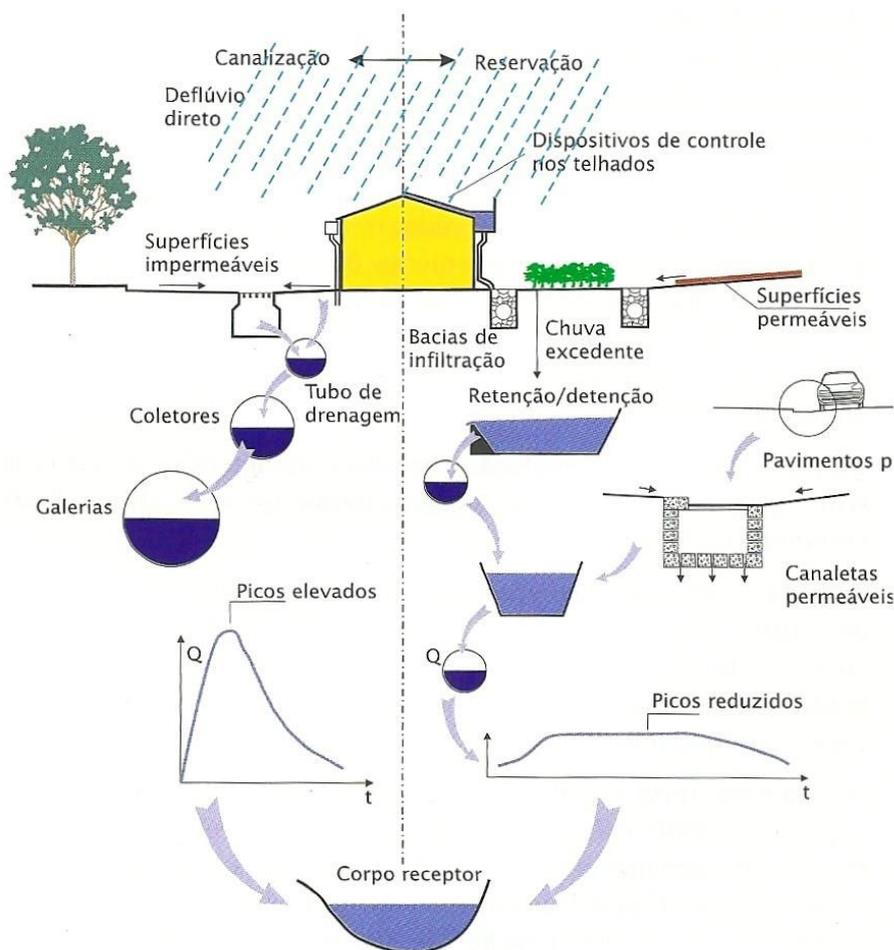
A figura 11 apresentada por Braga (1994¹⁵ apud CANHOLI, c2005, p. 35-36) contém uma ilustração dos principais dispositivos empregados seguindo o conceito conservacionista ou de reservação, na fonte e a jusante, e seus efeitos na redução dos picos dos deflúvios, comparados à visão higienista, que envolve apenas obras de canalização.

¹³ WALESH, S. G. **Urban Surface Water Management**. New York, 1989.

¹⁴ UNITED STATES. Environmental Protection Agency. **Floodplain management handbook**. Washington, D. C.: U.S. Government Printing Office, 1981. cap. 03.

¹⁵ BRAGA, B. D. Gerenciamento Urbano Integrado em Ambiente Tropical. In: SEMINÁRIO DE HIDRÁULICA COMPUTACIONAL APLICADA A PROBLEMAS DE DRENAGEM URBANA, 1994, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABRH, 1994.

Figura 11 – Ilustração esquemática dos conceitos de reservação x canalização



(fonte: BRAGA, 1994¹⁶ apud CANHOLI, c2005, p. 36)

5.1 DISPOSITIVOS DE INFILTRAÇÃO

Os dispositivos de infiltração podem ser classificados em dois grupos principais, denominados métodos dispersivos e métodos em poços. Ambos têm como função a infiltração da água superficial no solo e a recarga do nível subterrâneo.

De acordo com Canholi (c2005, p. 40-45) os métodos dispersivos requerem mais área e há a necessidade de se prevenir a colmatção de sua superfície ao longo dos anos. Já os métodos em poços são mais utilizados quando a área já foi urbanizada.

16 BRAGA, B. D. Gerenciamento Urbano Integrado em Ambiente Tropical. In: SEMINÁRIO DE HIDRÁULICA COMPUTACIONAL APLICADA A PROBLEMAS DE DRENAGEM URBANA, 1994, São Paulo. Anais... São Paulo: ABRH, 1994.

Nos dispositivos tanto dispersivos quanto em poços, é necessária a verificação de determinadas características do local. Urbonas e Stahre (1993, p. 237, tradução nossa) não recomendam a disposição do escoamento superficial em estruturas de infiltração:

- a) se o NA máximo sazonal do lençol estiver a menos de 1,20 m abaixo da superfície de infiltração;
- b) se a camada impermeável estiver a menos de 1,20 m abaixo da superfície de infiltração;
- c) se o solo tiver classificação C ou D do *Soil Conservation Service* ou se a taxa de infiltração do solo saturado for menor que 8 mm/h;
- d) se a superfície de infiltração for um aterro (a não ser que seja de areia ou brita).

Além disso, Canholi (c2005, p. 45) afirma que a qualidade da água drenada pode restringir o uso desta técnica. É possível perceber diversas limitações para o uso de dispositivos de infiltração. Talvez por esses motivos, o uso de técnicas de retenção têm sido a alternativa mais difundida entre projetistas e gestores brasileiros.

5.2 GERENCIAMENTO DE CANAIS E ÁREAS DE INUNDAÇÃO

A fase corretiva deixou como herança diversos rios canalizados e retificados para se obter maiores velocidades do escoamento das águas. De acordo com as diretrizes explicitadas no capítulo 3, essa técnica é considerada obsoleta e, hoje, a tendência é o atraso da onda de cheia dos rios. Para se obter este atraso, Canholi (c2005, p. 61-63) cita os seguintes procedimentos:

- a) a manutenção, tanto quanto possível, do traçado natural do córrego original, fixando-se curvas e eventuais alargamentos existentes. Caso se necessite majorar a capacidade de vazão pode-se promover a ampliação da calha;
- b) a redução das declividades a partir da introdução de degraus ou a manutenção das declividades naturais;
- c) a adoção de revestimentos rugosos, como gabiões e enrocamentos, ou de revestimentos naturais, como vegetação e grama, desde que compatíveis com as velocidades que se pretenda manter;
- d) dotar a seção hidráulica de patamares (seções mistas), mantendo as vazões mais frequentes contidas no leito menor. No leito maior devem ser previstos parques e área de lazer, implantando-se vegetação arbustiva e gramados. Para o escoamento de base, pode-se adotar um canaleta no fundo da calha, revestido com pedra argamassada ou concreto, para proteção contra erosão de pé e para facilitar os trabalhos.

O leito maior, quando vegetado, funciona de forma a reduzir a erosão, remover poluentes do escoamento pluvial e servir de habitat para animais. Em grandes cidades, esta técnica se torna mais complexa pelo fato dessas áreas, geralmente, serem ocupadas por populações pobres e a sua remoção pode ser um problema social, o que pode tornar a medida impopular entre gestores (GOLDENFUM et al., c2010, p. 58, tradução nossa).

5.3 DISPOSITIVOS DE DETENÇÃO/RETENÇÃO

Os dispositivos de detenção visam restringir a entrada dos escoamentos no sistema de drenagem, promovendo um retardamento no fluxo. Na cidade de Porto Alegre, o decreto municipal nº 15.371/2006 torna obrigatória a execução de reservatórios para as águas coletadas em lotes que tenham área superior a 600 m². O decreto limita a vazão efluente dos novos empreendimentos em 20,8 l.s⁻¹.ha⁻¹ (PORTO ALEGRE, 2005). Essa obrigatoriedade repassa aos empreendedores uma parcela da responsabilidade para o não agravamento que as novas edificações trariam aos problemas de inundações da cidade. Em cidades como São Paulo, o mesmo tipo de controle foi implementado, com critérios bastante parecidos (CANHOLI, c2005, p. 50), o que enfatiza a escolha dos gestores das águas urbanas brasileiro pelas bacias/reservatórios de detenção.

Estes dispositivos podem ter diversas denominações, tendo o funcionamento um pouco distinto em certos casos, porém os princípios são os mesmos: atenuar os picos de vazão do escoamento pluvial. Podem ser chamados também de bacia de retenção que é quando a bacia tem uma lâmina d'água permanente, utilizado também para a melhoria da qualidade da água através da sedimentação natural dos sólidos contidos no volume parado (GOLDENFUM et al., c2010, p. 54, tradução nossa). A detenção *In Situ* também é uma variação cujo controle se limita a áreas restritas como condomínios, loteamentos e áreas comerciais e industriais (CANHOLI, c2005, p. 51; GOLDENFUM et al., c2010, p 55, tradução nossa).

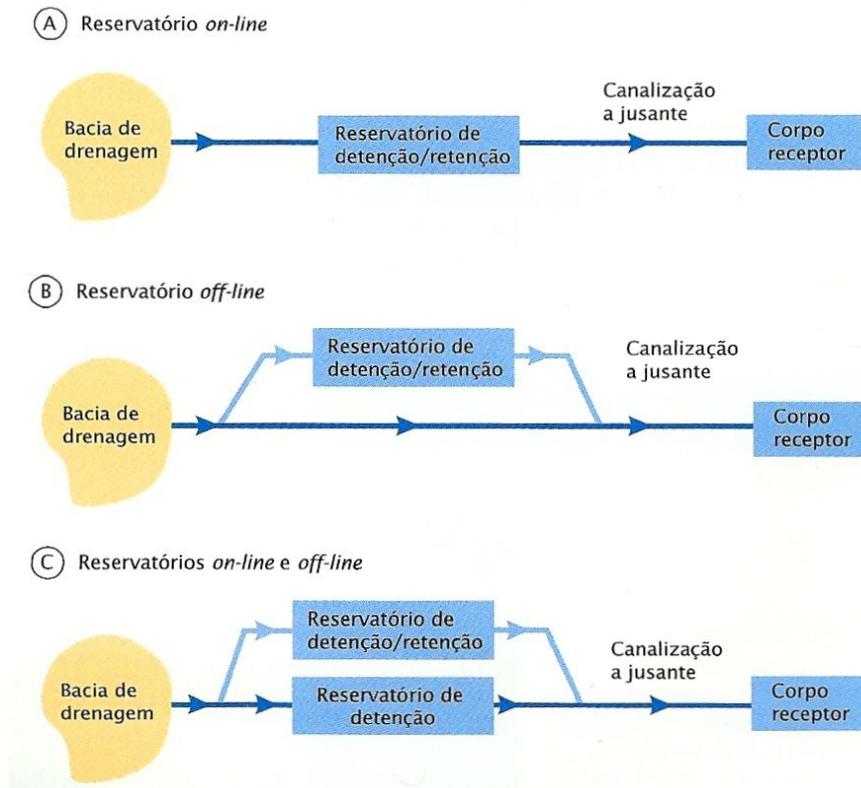
A figura 12 apresenta imagem de uma bacia de detenção *offline*, ou seja, não está diretamente ligada a rede, sendo acionada apenas em eventos mais extremos. Por este motivo ela se encontra seca e é chamada de bacia de detenção e não de retenção. A figura 13 apresenta um esquema de como estruturas *online* e *offline* funcionam no sistema de drenagem.

Figura 12 – Bacia de detenção do loteamento Ecoville, Porto Alegre-RS



(fonte: foto do autor)

Figura 13 – Reservatórios *online* e *offline*



(fonte: CANHOLI, c2005, p. 56)

Em dispositivos *online* pelo fato de serem mais utilizados, acabam por ter um período entre manutenções mais curto. Devido ao processo de sedimentação natural dos sólidos suspensos, o material se deposita no fundo das bacias e acabam diminuindo a sua capacidade de armazenamento. No contexto brasileiro, o ideal é que se evitem dispositivos que exijam muita manutenção, já que o Município, frente a diversas outras demandas, acaba não disponibilizando verba e esforços para a manutenção e operação de tais dispositivos.

5.3.1 Banhados Construídos (*Constructed Wetlands*)

Os banhados construídos, também chamados de áreas úmidas artificiais, “[...] são áreas de transição entre sistemas terrestres e aquáticos onde o lençol freático está usualmente perto ou na superfície ou o terreno é coberto por uma lâmina de água rasa.” (COWARDIN et al., 1979, tradução nossa). O solo dos banhados serve de suporte para o desenvolvimento de vegetação adaptada a condições de suporte saturado (hidrófitas) (COWARDIN et al, 1979, tradução nossa; MARQUES, 2004, p 22). Ao entrar em contato com o substrato e as hidrófitas, a remoção de poluentes do fluxo ocorre através do biofilme aderido a eles.

Melbourne Water (c2005, p. 18, tradução nossa) define os sistemas de banhados construídos como sendo corpos d’água com baixas profundidades, densamente vegetados que têm como mecanismos de melhoria da qualidade da água a sedimentação de sólidos suspensos, a filtração e processos de remoção de poluentes. Em eventos chuvosos, o nível d’água eleva-se e os dispositivos de descarga são dimensionados para afluir o fluxo vagarosamente, mantendo um nível d’água permanente durante períodos de seca.

Adamus et al. (1987¹⁷, 1990¹⁸ apud CAMPBELL; OGDEN, c1999, p. 18-19, tradução nossa) apresenta as seguintes funções e benefícios dos banhados:

1) funções: (que podem também ser consideradas como benefícios para alguns)

- a) recarga de águas subterrâneas;
- b) descarga de águas subterrâneas;

¹⁷ ADAMUS, P. R.; CLAIRAIN, Jr. E. J.; SMITH, R. D.; YOUNG, R. E. **Wetland Evaluation Technique (WET)**. v. 2. Vicksburg, Mississippi: Department of the Army, Waterways Experiment Station, 1987.

¹⁸ ADAMUS, P. R.; BRANDT, K. **Impacts on Quality of Inland Wetlands of the United States: A Survey of Indicators, Techniques and Applications of Community-Level Bio-Monitoring Data**. U. S. EPA Environmental Research Laboratory, 1990.

- c) alteração da enchente;
 - d) estabilização de sedimentos;
 - e) retenção de sedimentos/substâncias tóxicas;
 - f) remoção/transformação de nutrientes;
 - g) exportação de produção;
 - h) diversidade/abundância aquática;
 - i) diversidade/abundância de vida selvagem;
- 2) benefícios: (que não têm funções dentro do banhado);
- a) recreação;
 - b) valores de singularidade/patrimônio.

Os banhados são considerados ecotecnologias, onde ocorre o gerenciamento da auto-organização em ecossistemas. Neste processo de gerenciamento, seres humanos manipulam o meio ambiente, utilizando pequenas quantidades de energia para controlar sistemas cujas principais fontes de energia são naturais (MARQUES, 2004, p. 7), ou seja, tenta-se mimetizar em menor escala e de forma controlada o que ocorre em ecossistemas naturais. Segundo Marques (2004, p. 14), muitas das alternativas de engenharia para tratamento de efluentes são custosas em energia e recursos. Os tratamentos de efluentes mais usuais podem ser considerados redundantes já que reproduzem os mesmos processos que ocorrem em ecossistemas naturais, utilizando como única fonte de energia a energia solar.

Os banhados construídos têm sido utilizados para controle de efluentes, devido ao seu baixo custo de implantação, operação e manutenção. Porém, é sabido que toda tecnologia tem suas limitações, e pelo fato dos banhados utilizarem apenas energia solar, eles também têm seus processos mais lentos em comparação a técnicas mais intensivas ou necessitam de grandes áreas para sua implantação para que tenham resultados similares a técnicas intensivas (informação verbal¹⁹).

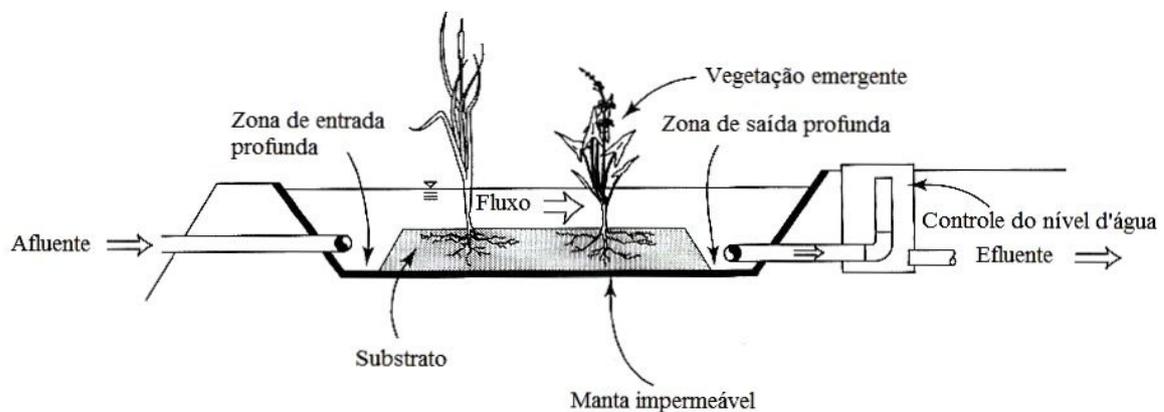
¹⁹ Informação obtida na aula da disciplina de Ecotecnologia, ocorrida no dia 28/10/2014, no Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS, em Porto Alegre/RS, proferida pelo Dr. David Motta Marques.

De acordo com Schueler (1992²⁰ apud CAMPBELL; OGDEN, c1999, p. 141-142) os banhados possuem quatro designs básicos, e a escolha por um deles depende de alguns fatores como:

- a) prioridade de remoção de determinados contaminantes;
- b) disponibilidade de área;
- c) disponibilidade de recursos para manutenção;
- d) criação de habitat natural.

Independente do design, os banhados construídos podem ser de fluxo superficial e de subsuperficial. Os de fluxo superficial, como o nome diz, tem seu fluxo ocorrendo acima do substrato e através da zona de macrófitas. Já os de fluxo subsuperficial, o fluxo ocorre através do substrato e em contato direto com rizomas e raízes (MARQUES, 2004, p. 23). As figuras 14 e 15 apresentam o perfil esquemático de banhados superficiais e subsuperficiais respectivamente.

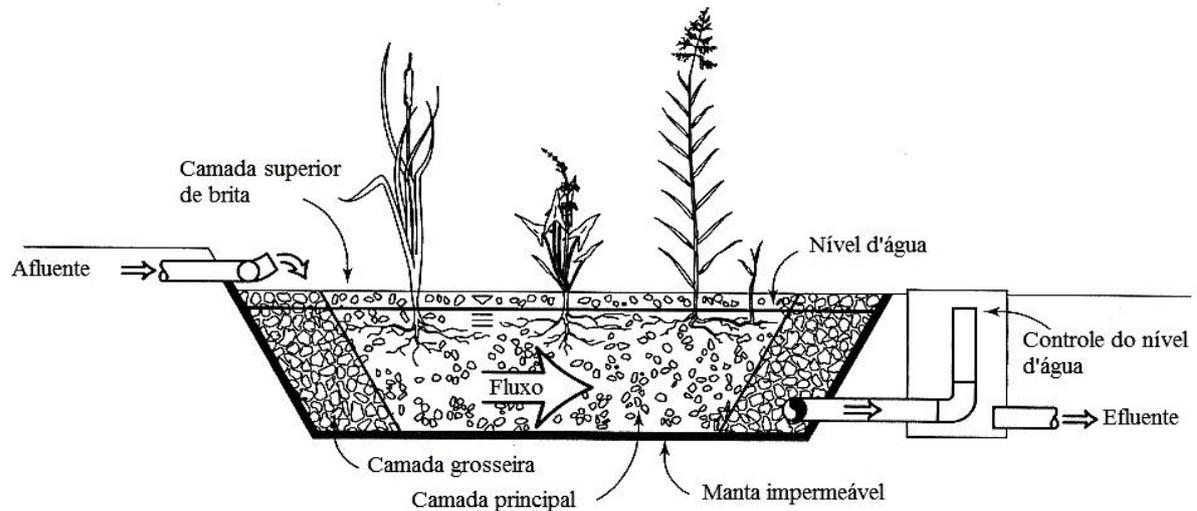
Figura 14 – Banhado construído de fluxo superficial



(fonte: KADLEC; WALLACE, c2009, p. 5, tradução nossa)

²⁰ SCHUELER, T. R. **Design of Stormwater Wetland Systems**. Washington, D. C.: Dept. of Environmental Programs, Metropolitan Washington Council of Governments, 1992.

Figura 15 – Banhado construído de fluxo subsuperficial



(fonte: KADLEC; WALLACE, c2009, p. 6, tradução nossa)

Essa tecnologia tem um declínio em sua eficiência de remoção de poluentes nas estações em que não ocorre o crescimento das plantas, sendo mais acentuado ainda durante o outono quando as plantas diminuem sua biomassa/densidade. Além disso, baixas temperaturas reduzem a atividade microbiana e de algas. Há evidências que mostram que o desempenho dos banhados aumenta ao passar dos anos. Com base em estudos de monitoramento de 20 banhados de esgoto pluvial, a projeção de remoção de contaminantes a longo prazo é apresentada na quadro 7 (SCHUELER²¹, 1992 apud CAMPBELL; OGDEN, c1999, p. 146).

Quadro 7 – Projeção a longo prazo da taxa de remoção de poluentes para o escoamento pluvial na região do Atlântico Central

Poluente	Taxa de Remoção (%)
Sólidos suspensos totais	75%
Fósforo total	45%
Nitrogênio total	25%
Carbono orgânico	15%
Chumbo	75%
Zinco	50%
Bacteria	redução de 2 log

(fonte: SCHUELER¹², 1992 apud CAMPBELL; OGDEN, c1999, p. 146)

²¹ SCHUELER, T. R. **Design of Stormwater Wetland Systems**. Washington, D. C.: Dept. of Environmental Programs, Metropolitan Washington Council of Governments, 1992.

Observa-se que há consideráveis reduções em níveis de fósforo total e nitrogênio total, principais nutrientes para que ocorra a eutrofização de lagos e consequente diminuição do oxigênio dissolvido, fator prejudicial à vida aquática. Também devido à redução de sólidos suspensos totais, há um declínio na turbidez da água, permitindo que haja iluminação solar para o desenvolvimento das espécies aquáticas presentes no corpo receptor (WALSH et al., c2004, p. 14, tradução nossa).

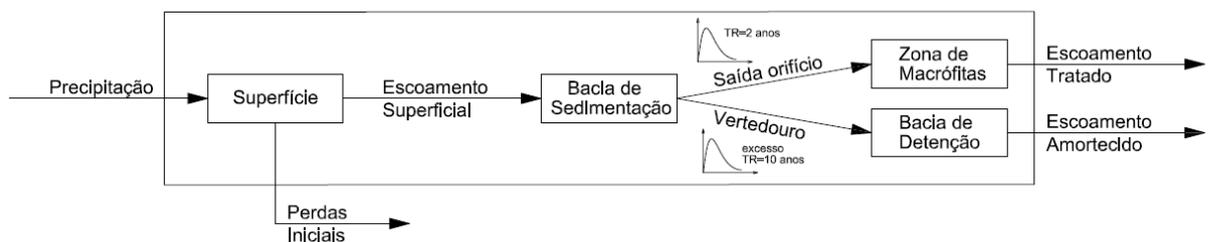
O banhado construído pode concentrar, em um só sistema, o amortecimento dos efeitos de precipitações extremas em locais de alto coeficiente de geração de escoamento, a melhoria da qualidade dessas águas, áreas de lazer e habitat natural para diversos animais. Além disso, é um dispositivo que auxilia na redução da temperatura nos ambientes urbanos, o que mitiga o efeito de ilha de calor, fator que causa o aumento da ocorrência de chuvas convectivas (geralmente curtas e de grande intensidade) (TUCCI, 2007a, p. 92-93).

6 METODOLOGIA

De forma a verificar a viabilidade técnica da construção de banhados no espaço urbano, a metodologia desenvolvida a seguir permite que se desenvolva o pré-dimensionamento de um banhado construído. A partir deste anteprojeto, pode-se verificar os requerimentos de área para sua implementação e quais os benefícios que este dispositivo pode trazer aos corpos hídricos receptores em comparação ao cenário sem esta medida. A partir de relações entre a área drenada e a área requerida para a construção do dispositivo, é possível desdobrar a solução para outras regiões do município em estudo.

A metodologia para o pré-dimensionamento do banhado se divide em diferentes subcapítulos, sendo que cada um explica o método de cálculo de uma entrada ou um processo do sistema analisado. A figura 16 apresenta o diagrama unifilar do sistema em estudo. Algumas simplificações foram feitas com o objetivo de se dar enfoque ao trajeto principal percorrido pelo fluxo, apresentando todos os dispositivos a serem dimensionados através das simulações.

Figura 16 – Diagrama simplificado do sistema em estudo



(fonte: elaborada pelo autor)

A precipitação é a entrada inicial do sistema, que ao cair na superfície pode tomar dois caminhos: (a) perdas iniciais ou (b) escoamento superficial (chamado também de *Runoff*). O escoamento superficial dá entrada (com sua vazão variando temporalmente) na baía de sedimentação, onde ocorre parte do amortecimento do pico de vazão e ocorre a sedimentação natural dos sólidos presentes no escoamento, transferindo o fluxo para a zona de macrófitas. Na zona de macrófitas o fluxo tem seu cálculo simplificado como fluxo pistão, permitindo que se apliquem equações biológicas de remoção de nutrientes. Nele os contaminantes são parcialmente absorvidos pelo sistema. Portanto no sistema acima, as características analisadas

do fluxo d'água são: (a) a vazão de entrada e de saída em cada etapa e (b) os contaminantes de entrada e de saída do sistema (são avaliados SST, carga orgânica medida em DBO₅, 20° e nitrogênio medido em concentração de amônia). Caso o evento de precipitação supere o tempo de retorno de dimensionamento da bacia de sedimentação (TR = 2 anos), o excesso d'água verte para uma célula paralela chamada de bacia de retenção, que tem objetivo de amortecer cheias de até 10 anos de tempo de retorno, com dispositivos de saída que respeitam a vazão máxima permitida por decreto ou restrições do sistema de drenagem.

Nos subcapítulos seguintes o dispositivo é definido e os diferentes processos da modelagem são fragmentados e a metodologia para cálculo é explicada para cada uma delas.

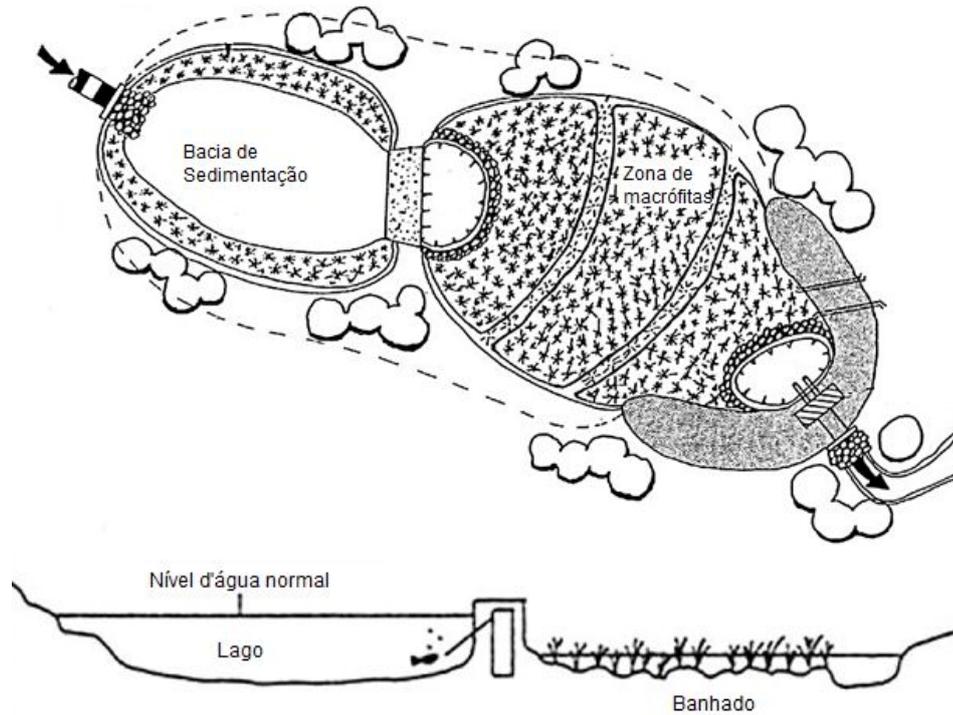
6.1 DEFINIÇÃO DO SISTEMA

O modelo de banhado utilizado neste estudo é definido por Schueler (1992²² apud MINNESOTA POLLUTION CONTROL AGENCY, 2000, p. 231) como sistema lago/banhado (*Pond/Wetland System*). Neste trabalho o lago, que antecede o banhado, é chamado de bacia de sedimentação e o banhado chamado de zona de macrófitas. Este modelo foi escolhido por ter um intervalo entre manutenções maior que outros modelos, uma vez que a bacia de sedimentação protege a zona de macrófitas contra a deposição de sedimentos, fator que prejudica o seu funcionamento. A ilustração do modelo em planta e em perfil é apresentada na figura 17.

A espécie de macrófita a ser plantada na zona de macrófitas é a *Typha* spp. A densidade deve ser definida no projeto executivo. O dispositivo de entrada do lago para o banhado deve ser dimensionado de forma a distribuir de modo difuso o escoamento para que o fluxo no banhado se aproxime do fluxo pistão, tornando o sistema mais uniforme. O banhado escolhido é de fluxo superficial.

²² SCHUELER, T. R. **Design of Stormwater Wetland Systems**: Guidelines for Creating Diverse and Effective Stormwater Wetlands in the Mid-Atlantic Region. Washington, D. C.: Dept. of Environmental Programs, Metropolitan Washington Council of Governments, 1992.

Figura 17 – Modelo de um banhado em planta e perfil

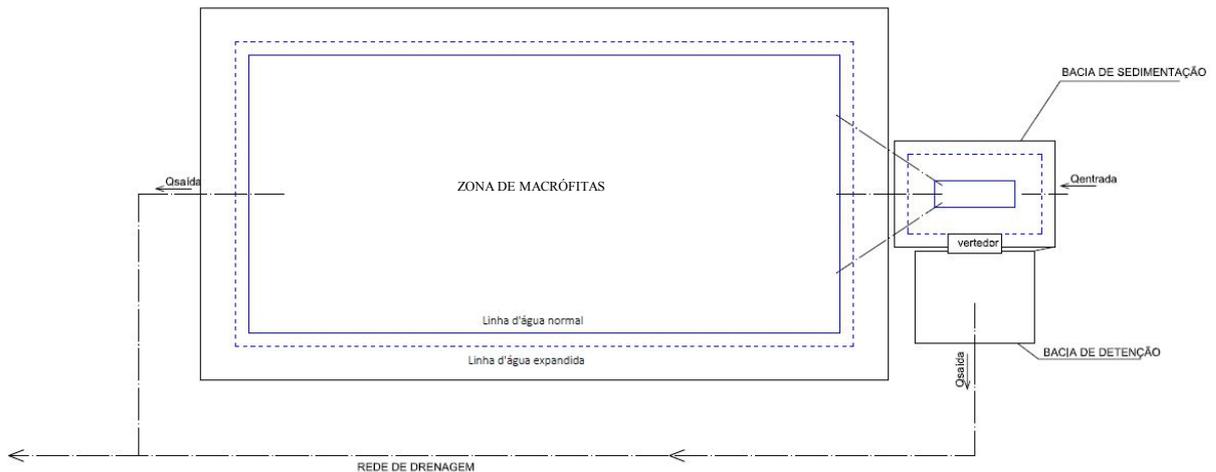


(fonte: SCHUELER, 1992²³ apud MINNESOTA POLLUTION CONTROL AGENCY, 2000, p. 231, tradução nossa)

A escolha de um tempo de retorno de dois anos para o dimensionamento do dispositivo se deve ao fato de que o dispositivo deve ter uma área compatível com a área disponível para implementação. Contudo, para atender exigências de decretos ou restrições do sistema de drenagem, é necessário que este sistema atenda eventos com tempo de retorno igual a dez anos por se tratar de um dispositivo que compõe a macrodrenagem da região. Por este fato, a célula, chamada bacia de detenção foi acrescentada ao modelo definido por Schueler. O desenho esquemático em planta do modelo do dispositivo a ser dimensionado neste estudo é ilustrada na figura 18.

²³ SCHUELER, T. R. **Design of Stormwater Wetland Systems**: Guidelines for Creating Diverse and Effective Stormwater Wetlands in the Mid-Atlantic Region. Washington, D. C.: Dept. of Environmental Programs, Metropolitan Washington Council of Governments, 1992.

Figura 18 – Planta esquemática do sistema de controle do escoamento pluvial

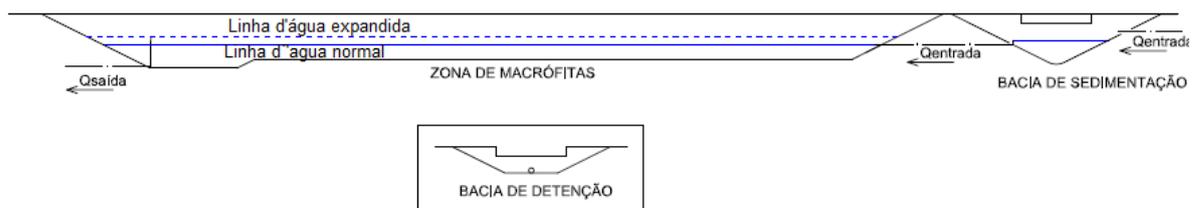


(fonte: elaborada pelo autor)

Na figura acima é possível visualizar em planta as diferentes células que compõe o sistema e seus dispositivos hidráulicos de entrada e de saída. Na figura 19 é apresentado o perfil do modelo desenvolvido neste estudo. Algumas dimensões e alturas são pré-definidas antes da modelagem, atendendo sugestões de manuais de construção de banhados (MELBOURNE WATER, c2005). Destacam-se:

- altura da lâmina d'água permanente: 0,5 m;
- altura da lâmina d'água estendida: 0,5 m;
- inclinação dos taludes: 2(H):1(V);
- diferença entre lâmina d'água da bacia de sedimentação e da zona de macrófitas: 0,3 m;
- profundidade da bacia de sedimentação: 3 m;
- relação entre comprimento e largura do banhado: 3:1.

Figura 19 – Perfil esquemático do sistema de controle do escoamento pluvial



(fonte: elaborada pelo autor)

6.1.1 Dispositivos Hidráulicos

Os dispositivos hidráulicos para controle de entrada e de saída das células que compõe este sistema são os descritos abaixo:

Entrada da Bacia de Sedimentação

De forma a simplificar os cálculos este dispositivo não será dimensionado. A vazão de entrada é simulada a partir do método SCS. Esta simplificação não interfere na simulação para dimensionamento do sistema.

Saída da Bacia de Sedimentação e Entrada da Zona de Macrófitas

De forma a tornar o fluxo na zona de macrófitas o mais homogêneo possível, este dispositivo é composto por um tubo vertical conectado a três descarregadores de fundo do tipo orifício que distribuem o fluxo por toda a largura da zona de macrófitas. O tubo vertical permite que a lâmina d'água da bacia de detenção esteja mais alta que a lâmina da zona de macrófitas.

Vertedouro da Bacia de Sedimentação para a Bacia de Detenção

Vertedouro retangular de parede delgada (TR=10 anos). Diante de eventos com tempo de retorno superior a dois anos o vertedouro é acionado e a água em excesso verte para a bacia de detenção. Este volume não passa pela zona de macrófitas, portanto não tem sua qualidade melhorada.

Saída da Bacia de Detenção para a Rede de Drenagem

Descarregador de fundo dimensionado para ter vazão máxima definida por decreto ou restrições da rede de drenagem.

Vertedouro da Bacia de Detenção para a Rua

Vertedouro retangular parede espessa (TR=25 anos). Em eventos superiores ao de projeto (TR=10 anos para a bacia de detenção) este dispositivo libera com segurança a água em excesso para a rua, impedindo que o dispositivo de detenção seja danificado/erodido (não será dimensionado, pois não interfere nas simulações).

Saída da Zona de Macrófitas para a Rede de Drenagem

Composta por um tubo vertical perfurado (*riser outlet*) em diferentes alturas com uma abertura no final que funciona como um vertedouro com capacidade de verter eventos com um tempo de retorno de até 1 ano.

Tubos verticais, devido aos múltiplos orifícios de saída, produzem uma menor faixa de períodos de detenção, com um tempo de detenção quase constante para a faixa completa de profundidades. Este fato resulta em um nível consistente de tratamento de águas pluviais para todos os eventos de precipitação, independente do tamanho do evento ou a condição de armazenamento antecedente. Este é um requisito desejável quando se trata de dispositivos de saída (WONG et al., 1999, p. 13, tradução nossa).

6.2 PRECIPITAÇÃO

A precipitação é a principal informação hidrológica de entrada utilizada no cálculo das vazões de projeto das obras de drenagem pluvial. A expressão precipitação de projeto identifica a precipitação utilizada na geração do hidrograma ou vazão de projeto.

Uma das relações mais utilizadas para medir as precipitações máximas de um ponto numa bacia hidrográfica é a chama curva IDF (intensidade – duração – frequência). Esta curva relaciona a intensidade máxima da chuva com a sua duração no tempo e a sua probabilidade ou tempo de retorno.

Um hietograma de projeto é uma sequência de intervalos e precipitações capaz de provocar uma cheia de projeto. Através das curvas IDF são retiradas essas sequências, aplicando-se o método dos blocos alternados seguindo os passos a seguir:

- a) seleciona-se a duração da tormenta (t_d) e o intervalo de discretização (Δt);
- b) intensidade da chuva para cada intervalo através das curvas IDF;
- c) transformação das intensidades (mm/h) em milímetros de chuva acumuladas;
- d) através dos totais acumulados calculam-se os incrementos (mm/ Δt);
- e) os incrementos (blocos) aparecem cronologicamente em ordem decrescente, com o bloco maior colocando-se antes da metade da duração do evento e os demais blocos são dispostos em ordem decrescente, um à direita e outro à esquerda do bloco maior, alternadamente, obtendo-se assim o hietograma através dos blocos alternados.

Porto Alegre (2005, p. 23), através de seu Manual de Drenagem apresenta o modelo de curva IDF na equação 4.

$$i = \frac{a \cdot T_r^b}{(t + c)^d} \quad (4)$$

Sendo:

i – intensidade da chuva em mm.h-1;

T_r – período de retorno em anos;

t – duração em minutos;

a, b, c, d – constantes a serem calibradas dependendo dos dados pluviométricos da região.

Para a criação da precipitação de projeto deve ser escolhido um período de retorno. O valor usualmente utilizado em redes de macrodrenagem é de 10 anos. Para se definir os parâmetros da precipitação de projeto, é necessário que se calcule o tempo de concentração da bacia.

O valor do tempo de concentração pode ser calculado a partir da fórmula de Kirpich apresentada na equação 5 (PARANÁ, 2002, p. 34).

$$tc = 57 \cdot \left(\frac{Lt^3}{Ht} \right)^{0,385} \quad (5)$$

Sendo:

tc – tempo de concentração da bacia em min;

Lt – comprimento do talvegue em km;

Ht – diferença máxima de cotas do talvegue

A partir do tempo de concentração se definem os parâmetros da chuva de projeto (PORTO ALEGRE, 2005):

$$\Delta t = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{tc}{5} \\ 5 \text{ min} \end{array} \right. \quad (6)$$

$$td = 2 \cdot tc \quad (7)$$

$$N_{int} = \frac{td}{\Delta t} \quad (8)$$

$$K_a \left\{ \begin{array}{l} 1 - 0,25 \frac{\sqrt{A}}{\beta} \rightarrow A \geq 10 \text{ km} \\ 1 \rightarrow A < 10 \text{ km} \end{array} \right. \quad (9)$$

$$\beta = 0,054 \cdot t + 12,9 \quad (10)$$

Sendo:

Δt – intervalo de tempo de simulação;

td – duração da tormenta;

N_{int} : número de intervalos;

K_a – coeficiente de abatimento;

β – coeficiente obtido em km;

A – área da bacia.

6.3 CONVERSÃO DA PRECIPITAÇÃO EM VAZÃO

A resposta de uma bacia a um evento de chuva depende das características físicas da bacia e das características do evento, como duração e a intensidade da chuva. Para simplificar a análise e os cálculos, é comum admitir que exista uma relação linear entre a precipitação efetiva (parcela da precipitação que gera escoamento superficial) e a vazão.

A teoria do Hidrograma Unitário (HU) se baseia nessa relação linear entre precipitação efetiva e vazão. Conceitualmente o HU é o hidrograma de escoamento direto causado por uma chuva efetiva unitária, sendo adimensionalizado. Uma precipitação de 1 mm gera um hidrograma unitário. Dessa forma, considerando que a bacia apresente um comportamento linear, pode-se aplicar princípios de proporcionalidade e superposição. Isto possibilita calcular a resposta da bacia a eventos de precipitação diferentes, considerando que a resposta é uma soma das respostas individuais.

A partir de informações de bacias agrícolas nos Estados Unidos, o método do SCS foi desenvolvido, simplificando HU's por relações de tempo e vazão estimadas com base no tempo de concentração e na área das bacias. Além disso, o HU pode ser aproximado por um triângulo definido pela vazão de pico, pelo tempo de pico e pelo tempo de base.

Relacionam-se dados de precipitação e vazão através da equação 11, obtendo a precipitação efetiva, que será convertida em vazão através do método de Hidrogramas Unitários Triangulares (HUT) apresentado acima (SOIL CONSERVATION SERVICE, 1975).

$$P_{ef} = \frac{(I - 0,2 * S)^2}{I + 0,8 * S} \quad (11)$$

Onde:

P_{ef} – precipitação efetiva (mm) equivalente a vazão;

I – chuva total (mm);

S – máxima capacidade de retenção do solo da bacia no início da chuva.

As perdas iniciais consideradas no método ($I_a = 0,2$) incluem a interceptação, detenção superficial e a água que infiltra antes de se iniciar o escoamento. O valor de S leva em conta o

estado de umidade do solo, uso do solo e prática de manejo do mesmo, e é definido pela equação 12 (SOIL CONSERVATION SERVICE, 1975).

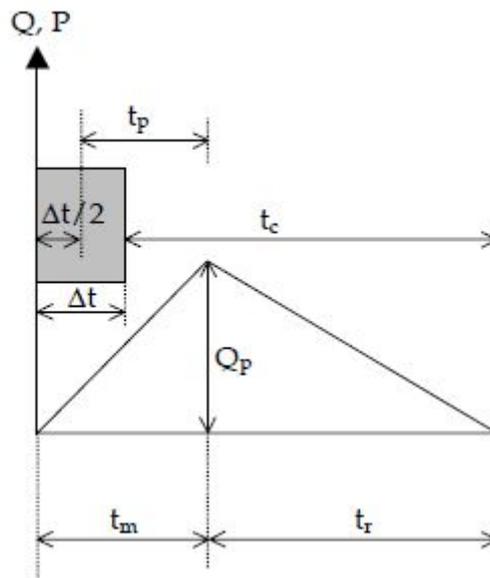
$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (12)$$

Onde:

CN – número de escoamento variando de 1 – 100.

O hidrograma unitário triangular do SCS está representado na figura 20.

Figura 20 – Hidrograma unitário triangular do SCS



(fonte: PORTO ALEGRE, 2005, p. 114)

Para a determinação do hidrograma unitário, alguns parâmetros devem ser determinados conforme as equações a seguir (SOIL CONSERVATION SERVICE, 1975):

$$tp = 0,6 \cdot tc \quad (13)$$

$$tm = \frac{\Delta t}{2 + tp} \quad (14)$$

$$tr = 1,67 \cdot tp \quad (15)$$

$$tb = tr + tm \quad (16)$$

$$Q_p = \frac{0,28 \cdot A}{tm} \quad (17)$$

Sendo:

tp – tempo de pico do hidrograma;

tm – tempo do início da precipitação ao pico do hidrograma;

tr – tempo de recessão do hidrograma;

tb – tempo de base do hidrograma;

Qp – vazão máxima do hidrograma triangular em m³/s;

A – área da bacia em km².

O hidrograma resultante da precipitação de projeto é obtido utilizando a equação de convolução discreta expressa nas equações 18 e 19 (SOIL CONSERVATION SERVICE, 1975).

$$Q_n = \sum_{i=1}^t P_{ef_i} \cdot h_{t-i+1}, \text{ para } t < k \quad (18)$$

$$Q_h = \sum_{i=t-k+1}^t P_{ef_i} \cdot h_{t-i+1}, \text{ para } t \geq k \quad (19)$$

$$k = \frac{tb}{\Delta t} \quad (20)$$

Onde:

Q_h – vazão de saída da bacia;

h – ordenadas do hidrograma;

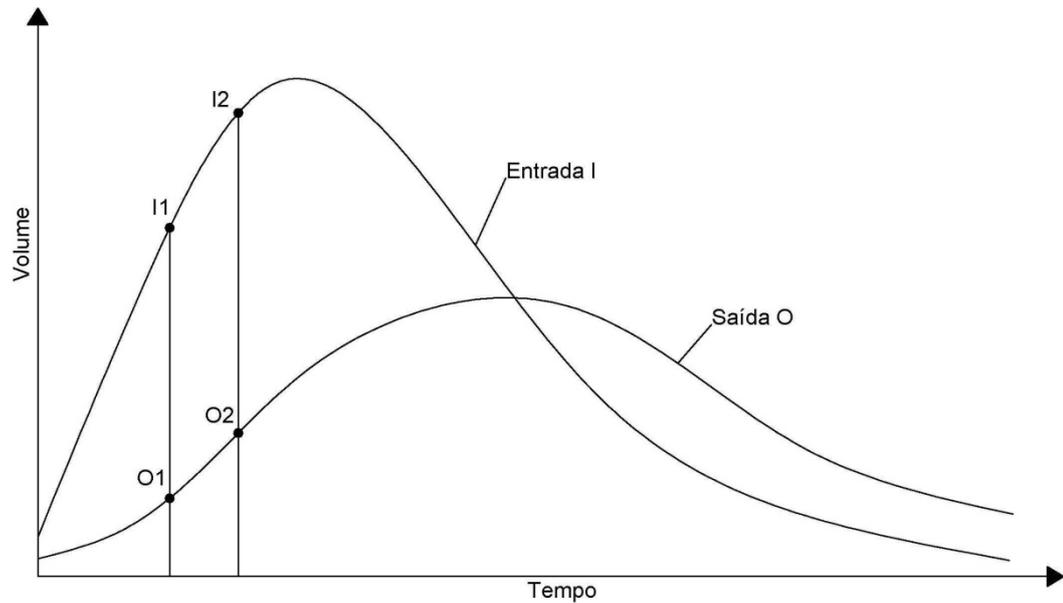
P_{ef} – valores de precipitação efetiva no intervalo de tempo;

k – número de ordenadas do hidrograma unitário.

6.4 SIMULAÇÃO DE ESCOAMENTO EM RESERVATÓRIOS

O método de Puls é um dos mais utilizados para calcular descargas de saída em reservatórios a partir da equação da continuidade, sendo o método recomendado para o dimensionamento de reservatórios no Manual de Drenagem Urbana de Porto Alegre. Este método foi escolhido para simular o escoamento nas três células do sistema: bacia de sedimentação, zona de macrófitas e bacia de detenção. Na figura 21 estão declaradas as variáveis envolvidas.

Figura 21 – Variáveis envolvidas na propagação do escoamento pluvial

(fonte: trabalho não publicado)²⁴

Onde:

I1 – vazão de entrada no início do Δt ;

I2 – vazão de entrada no fim do Δt ;

O1 – vazão de saída no início do Δt ;

O2 – vazão de saída no fim do Δt .

Com a utilização simplificada da equação da continuidade aplicada ao gráfico obtemos a equação da propagação (21), onde podemos analisar as incógnitas em questão (trabalho não publicado)²⁵.

$$(I_1 + I_2 - O_1)\Delta t + 2S_1 = 2S_2 + O_2\Delta t \quad (21)$$

O objetivo do método é saber a vazão na descarga e, conseqüentemente, o armazenamento. O método é um processo iterativo onde se aplica uma equação ou um sistema de equações intervalo por intervalo de tempo, sendo que as variáveis do fim de um intervalo se

²⁴ Informação obtida na apresentação em formato PowerPoint da disciplina Hidrologia I, ministrada pelo prof. Julio Sánchez, no curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, semestre 2013/1.

²⁵ op. cit.

transformam nas variáveis de início do intervalo seguinte. Nessas condições são conhecidas as variáveis: I_1 , I_2 e O_1 , adotando-se $O_1=I_1$ para começar o processo no primeiro intervalo (trabalho não publicado)²⁶.

Com isso a equação da propagação possui apenas duas incógnitas e necessitando mais uma equação para resolver o sistema. Utilizando a função de armazenamento do reservatório $S=f(O)$ em cada intervalo de tempo, obtém-se cada vez o O_2 até concluir a passagem da onda de cheia. Conhecida a função de armazenamento é possível construir uma curva auxiliar que representa a função, equação 22 (trabalho não publicado)²⁷.

$$O = f(2S + O_2\Delta t) \quad (22)$$

A construção da curva auxiliar pode ser feita utilizando diferentes formas. Para este caso o volume será estimado adotando o volume de um tronco de pirâmide. O armazenamento em função da altura é expresso na equação 23.

$$V_o = H \cdot \left(\frac{A_F + (L \cdot It \cdot H \cdot 2) \cdot (W + It \cdot H \cdot 2)}{2} \right) \quad (23)$$

Sendo:

V_o – volume ocupado no dispositivo;

A_F – área do fundo do dispositivo;

L – comprimento do dispositivo;

W – largura do dispositivo;

It – inclinação dos taludes;

H – altura do nível d'água.

²⁶ Informação obtida na apresentação em formato PowerPoint da disciplina Hidrologia I, ministrada pelo prof. Julio Sánchez, no curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, semestre 2013/1.

²⁷ op. cit.

Assim calcula-se o primeiro termo da equação da propagação e com a função auxiliar permite conhecer o valor do primeiro membro indicado, agora iterando os intervalos de tempo Δt se consegue encontrar o hidrograma de saída e por fim o armazenamento.

Os dispositivos para esvaziamento dos reservatórios são o descarregador de fundo (orifício) e o vertedouro retangular ou de tulipa no caso da zona de macrófitas. O dimensionamento do descarregador de fundo se dá pela equação 24 (PORTO ALEGRE, 2005).

$$Q = A_i \cdot C' \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (24)$$

Sendo:

Q – vazão que passa pelo dispositivo;

A_i – área interna do dispositivo;

C' – coeficiente de descarga;

g – constante da gravidade;

H – altura do nível d'água.

O dimensionamento do vertedouro retangular é expresso na equação 25 e do vertedouro circular na equação 26 (PORTO ALEGRE, 2005).

$$Q_{vr} = 2,95 \cdot C_v \cdot L_v \cdot h_{m\acute{a}x}^{1,5} \quad (25)$$

$$Q_{vc} = C_v \cdot P_e \cdot h_{m\acute{a}x}^{1,5} \quad (26)$$

Sendo:

Q – vazão que passa pelo dispositivo;

L_v – largura do dispositivo;

Pe – perímetro

C_v – coeficiente de descarga;

h_{máx} – carga sobre o vertedouro.

6.5 DIMENSIONAMENTO DA ZONA DE MACRÓFITAS PARA REMOÇÃO DE CONTAMINANTES

O dimensionamento da zona de macrófitas foi feito de modo a verificar a eficiência na remoção de sólidos suspensos totais (SST), carga orgânica (medida em DBO₅) e nitrogênio (medido em concentração de amônia). A partir das concentrações dos contaminantes no escoamento pluvial pelo tempo, se dá a entrada no sistema. As concentrações registradas para cada período de tempo são ponderadas de acordo com o hidrograma de entrada. Dessa forma obtém-se a média ponderada das concentrações que entram no dispositivo.

$$C_m = \frac{\sum Q_i \cdot C_i}{Q_t} \quad (27)$$

Onde:

C_m – concentração média;

Q_i – vazão no tempo i;

C_i – concentração no tempo i;

Q_t – soma das vazões que dão entrada ao dispositivo.

As equações a seguir apresentam a relação entre a concentração de entrada e a concentração de saída dos contaminantes. Estas relações dependem do período de retenção hidráulico (HRT) ou do fluxo diário (Q), variáveis codependentes. O cálculo direto do HRT pode ser feito dividindo o volume de armazenamento pelo fluxo diário, porém esta relação serve apenas para vazões constantes (relação válida para sistemas de tratamento de esgotos ou efluentes industriais que apresentam menores faixas de variação da vazão). No caso de

eventos de precipitação, os quais apresentam um escoamento variado no tempo e com séries de eventos aleatórios, o cálculo se torna mais complexo.

Pesquisas têm mostrado que os efeitos combinados de entrada intermitente e instável de águas pluviais, condições de armazenamento antecedentes dentro do banhado, e características do dispositivo de saída levam a vazão de saída do banhado ser submetida a uma ampla gama de períodos de detenção. Portanto, o período de detenção em banhados deve ser estudado como uma distribuição que descreva esta gama de períodos de detenção que ocorrem ao serem submetidos a eventos intermitentes e variados. Esta distribuição pode ser chamada de "distribuição de tempo de residência probabilística" (*Probabilistic Residence Time Distribution* - PRTD), que representa a influência da natureza altamente variável de condições de entrada e de armazenamento antecedentes. Esta distribuição varia com o tipo de saída, volume de armazenamento e volume permanente d'água (WONG et al., 1999, p. 11, tradução nossa).

Para simplificação dos cálculos neste estudo, por se tratar de um pré-dimensionamento, a seguinte simplificação é feita: considera-se o período de detenção constante e equivalente a diferença de tempo entre o centroide dos hidrogramas de entrada e de saída de projeto. Este era o método usualmente utilizado por profissionais da área no passado (WONG et al., 1999, p. 11, tradução nossa).

As equações de remoção de contaminantes para zonas de macrófitas de fluxo superficial são as seguintes (CAMPBELL; OGDEN, c1999, p. 101-105).

Carga Orgânica (medido em DBO₅)

$$A_s = \frac{Q \cdot (\ln C_i - \ln C_o)}{K_t \cdot d \cdot n} \quad (28)$$

$$Q = \frac{V}{HRT} \quad (29)$$

$$HRT = \frac{\sum Q_{Si} \cdot t_i}{\sum Q_{Si}} - \frac{\sum Q_{Ei} \cdot t_i}{\sum Q_{Ei}} \quad (30)$$

Onde:

A_s – área superficial da zona de macrófitas em m^2 ;

Q – fluxo em m^3/dia ;

C_e – concentração de entrada de DBO em mg/l ;

C_o – concentração de saída de DBO em mg/l ;

K_t – constante dependente da temperatura;

d – profundidade da zona de macrófitas;

n – porosidade.

HRT – tempo de residência hidráulica em dia;

V – volume útil da zona de macrófitas m^3 ;

Q_{Si} – fluxo de saída da zona de macrófitas no tempo i m^3/dia ;

Q_{Ei} – fluxo de entrada da zona de macrófitas no tempo i m^3/dia ;

t_i – tempo no instante i ;

Sólidos Suspensos Totais

$$SST_o = SST_i \cdot [0,1139 + 0,002 \cdot (HLR)] \quad (31)$$

$$HLR = \frac{Q}{A_s} \quad (32)$$

Onde:

SST_o – concentração de saída de sólidos suspensos totais em mg/l ;

SST_i – concentração de entrada de sólidos suspensos totais em mg/l ;

HLR – taxa de carregamento hidráulico em cm/dia .

Nitrogênio (medido em amônia)

$$\ln\left(\frac{TKN}{NH_{4,O}}\right) = K_t \cdot HRT \quad (33)$$

$$K_t = 0,2187 \cdot (1,048)^{(T-20)} \quad (34)$$

Onde:

TKN – concentração de nitrogênio Kjeldahl em mg/l;

NH_{4,O} – concentração de saída de amônia em mg/l;

T – temperatura da água em °C.

A partir das equações acima descritas, pode ser calculada a eficiência na remoção de contaminantes da zona de macrófitas. A área pode ser definida de acordo com a área disponível de implementação e escolhendo-se uma razão entre comprimento e largura que apresente uma boa eficiência hidráulica. A altura da zona de macrófitas é escolhida considerando uma lâmina d'água permanente, abaixo dos orifícios de saída, e também o nível máximo a ser atingido no pico de entrada sem verter pelo tubo de saída.

A vazão de saída da zona de macrófitas deve ser otimizada de forma a aumentar a eficiência na remoção dos poluentes. A bibliografia cita valores para tempos médios de detenção na zona de macrófitas em torno de 72 horas (MELBOURNE WATER, c2005, p. 155, tradução nossa). Outro fator relevante é a sedimentação de sólidos suspensos totais que já ocorre na bacia de sedimentação, portanto o cálculo é feito para os dois dispositivos em série.

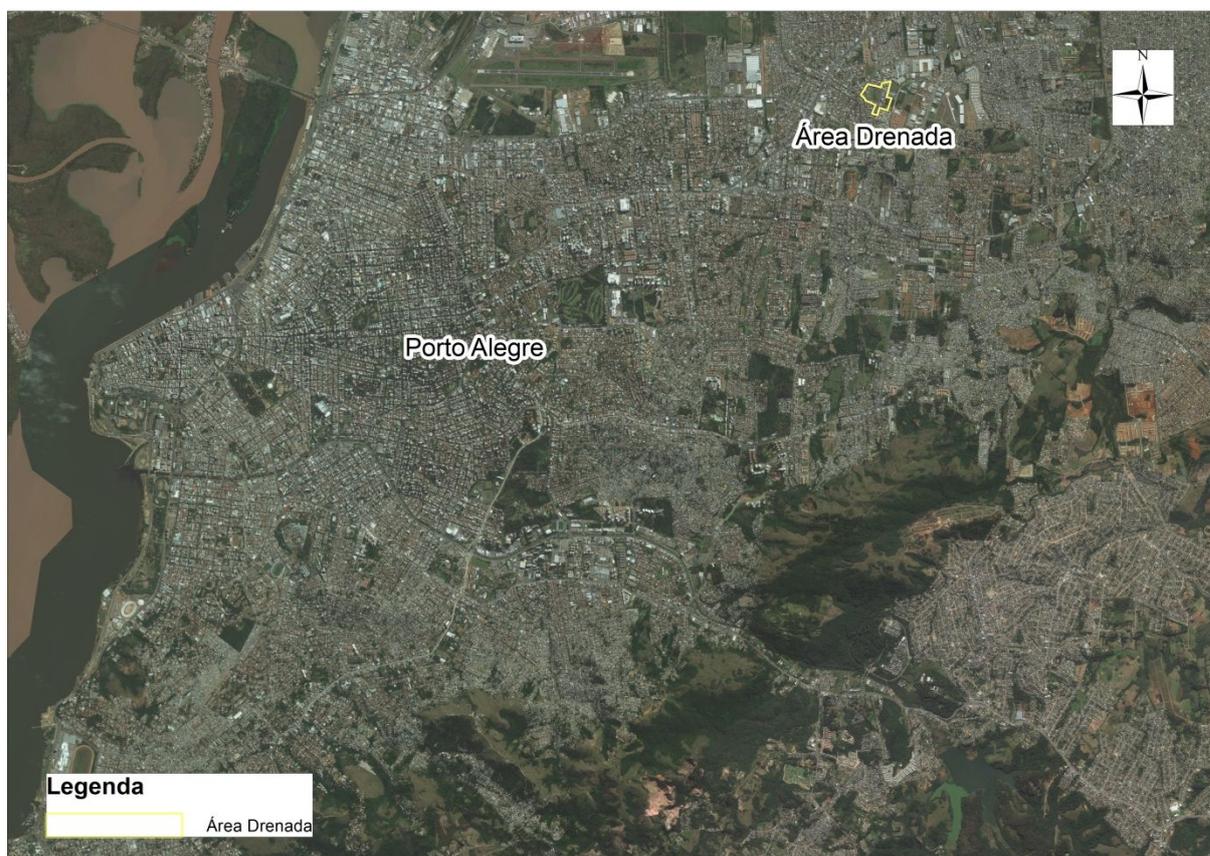
É importante destacar que, caso ocorra um evento maior que o tempo de retorno de dimensionamento da zona de macrófitas (TR = 2 anos), parte do escoamento, que verte para a bacia de detenção, não é tratado, portanto a eficiência é medida para a parte do escoamento que passa pela zona de macrófitas, sem contabilizar a parte do escoamento que vai direto para a rede. É importante que se verifique o tempo de esvaziamento das células do sistema, para que o sistema possa atender eventos com intervalos próximos.

7 APLICAÇÃO

7.1 ESTUDO DE CASO: DESCRIÇÃO DA REGIÃO

O estudo de caso referente à implementação do banhado construído deu-se sobre a área de abrangência da bacia de detenção do loteamento Ecoville Centro Comunitário. Localiza-se na confluência da Avenida Francisco Silveira Bitencourt, nº 1.155 com a Alameda Três de Outubro, na Bacia Arroio Santo Agostinho, na latitude sul de 29°59'51" e longitude oeste de 51°07'25" no Município de Porto Alegre. Esta área já conta com um dispositivo de detenção do escoamento pluvial, portanto o estudo é feito adequando o dispositivo existente pelo banhado, utilizando-se da mesma rede de drenagem e mesma área disponível para construção. A figura 22 apresenta a situação da bacia de detenção do loteamento no Município.

Figura 22 – Mapa de situação da área drenada para a bacia de detenção do loteamento Ecoville Centro Comunitário em Porto Alegre



(fonte: elaborada pelo autor)

A figura 23 mostra a localização da bacia de detenção dentro do loteamento Ecoville Centro Comunitário e a área disponível para a construção do banhado.

Figura 23 – Mapa de localização da bacia de detenção do loteamento Ecoville Centro Comunitário e área disponível para construção do banhado



(fonte: elaborada pelo autor)

Os dados de entrada dos modelos descritos na metodologia dependem da caracterização da área drenada para o dispositivo. As seguintes características foram obtidas através da análise de imagens de satélite, altimetria da região e cadastro da rede de esgotos pluvial:

- área drenada para o dispositivo;
- comprimento máximo do talvegue;
- declividade máxima da área;
- permeabilidade dos espaços públicos e privados, expressa pelo *Curve Number* (CN do método SCS descrito na metodologia).

Com a utilização de softwares GIS, foi feita a análise de imagens de satélite, sobrepostas pela altimetria do Município de Porto Alegre (HASENACK et al., 2010) e pelo cadastro da rede de

drenagem do Departamento de Esgotos Pluviais (1983). A área drenada, comprimento máximo do talvegue e declividade foram calculados a partir da figura 24 abaixo.

Figura 24 – Área drenada, talvegue máximo e declividade máxima da bacia de detenção Ecoville Centro Comunitário



(fonte: elaborada pelo autor)

A bacia estudada apresenta as seguintes características:

- área drenada total de 11,65 ha;
- área disponível para construção do banhado de 2,09 ha;
- comprimento máximo do talvegue de 0,4 km;
- declividade máxima da área 0,10 m/m;

Além desses dados de entrada, a temperatura crítica para o dimensionamento do banhado deve ser definida. Neste estudo, para o município de Porto Alegre, foi escolhida a temperatura de 15°C. A temperatura média anual do município é de 19,5°, por isso foi escolhida uma temperatura inferior para que represente a situação mais crítica.

7.2 CARACTERIZAÇÃO DO USO E DO TIPO DE SOLO DA BACIA

O método SCS apresenta a classificação quanto ao uso e tipo do solo conforme a quadro 8. Dividindo a área de estudo em diferentes regiões, sendo que cada região apresenta um diferente uso e tipo de solo, é possível estimar o CN ponderado da região.

Quadro 8 – Valores do CN para diferentes usos do solo de acordo com o grupo hidrológico do solo

Parâmetros		Grupo Hidrológico			
Tipo de Uso do Solo		A	B	C	D
Uso Residencial					
Tamanho Médio do Lote	%Imperm.				
até 500 m ²	65	77	85	90	92
1000 m ²	38	61	75	83	87
1500 m ²	30	57	72	81	86
Estacionamentos pavimentados, telhados.		98	98	98	98
Ruas e Estradas:					
pavimentadas, com guias e drenagem		98	98	98	98
com cascalho		76	85	89	91
de terra		72	82	87	89
Áreas comerciais (85% de impermeabilização)		89	92	94	95
Distritos Industriais (72% de impermeabilização)		81	88	91	93
Espaços abertos, Parques e Jardins:					
boas condições, cobertura com grama > 75%		39	61	74	80
condições médias, cobertura com grama > 50%		49	69	79	84
Terreno preparado para plantio, descoberto		77	86	91	94

(fonte: TUCCI, 2007a)

A classificação da região quanto ao tipo de solo pode ser visualizada na figura 25. Utilizando-se do mapa de solos do Brasil na escala 1:1.000.000 (MINISTÉRIO DO PLANEJAMENTO, 2002), conclui-se que o solo desta região é classificado como Argilossolo Vermelho Distrófico. Segundo Sartori (2005, p. 12), este tipo de solo pode ser enquadrado, segundo metodologia SCS, como sendo do tipo “C”. Este Grupo Hidrológico de Solo é caracterizado por ter baixa taxa de infiltração e ser associado a argilas de baixa atividade.

Figura 25 – Mapa de solos da região em estudo



(fonte: elaborada pelo autor)

Em relação ao uso do solo, foram identificados dois diferentes usos. A figura 26 apresenta as classificações feitas na região. Por ser uma região residencial, identificaram-se áreas classificadas como espaços abertos, parques e jardins com boas condições de cobertura de grama (classificação 1) e áreas classificadas como estacionamentos pavimentados e telhados (classificação 2).

Figura 26 – Classificação da área de contribuição quanto ao uso do solo



(fonte: elaborada pelo autor)

A partir da análise das imagens a região é caracterizada a seguir:

- a) Classificação 1: espaços abertos, parques e jardins com boas condições de cobertura de grama com solo do tipo “C”:
 Área = 4,91 ha; CN = 74;
- b) Classificação 2: estacionamentos pavimentados e telhados com solo do tipo “C”:
 Área = 6,74; CN = 98;

O CN pode ser calculado através da média ponderada das áreas das diferentes classificações:

$$CN_{bacia} = A_1 \cdot CN_{A1} + A_2 \cdot CN_{A2} \quad (35)$$

Onde:

CN_{bacia} – número do escoamento da bacia estudada;

A_1 – fração da área 1;

CN_{A1} – número do escoamento da área 1;

A_2 – fração da área 2;

CN_{A2} – número do escoamento da área 2;

Aplicando a equação, obtém-se o valor para o CN da bacia igual a 88.

7.3 CARACTERIZAÇÃO DA PRECIPITAÇÃO E DO ESCOAMENTO PLUVIAL DA REGIÃO

A curva IDF ajustada para região em estudo e apresentada no Manual de Drenagem Urbana de Porto Alegre (PORTO ALEGRE, 2005, p. 24) é descrita na equação 36.

$$i = \frac{826,8 \cdot T_r^{0,143}}{(t + 13,3)^{0,79}} \quad (36)$$

As concentrações de entrada dos contaminantes foram retiradas do estudo elaborado por Ide (1983), em que o escoamento pluvial do centro de Porto Alegre foi monitorado. Foram registradas as concentrações em sete eventos de precipitação. As concentrações pelo tempo são apresentadas na tabela 1.

Tabela 1 – Concentrações de poluentes no escoamento pluvial no tempo

t (min)	SST (mg/l)	DBO5, 20°C (mg/l)	Amônia (mg/l)
0	202,9	3,9	0,59
5	4221,4	47,3	1,55
10	1816,4	49,2	1,35
15	755	37,3	0,94
20	1215,7	31,1	0,89
25 ²⁸	1020,35	25,5	0,79
30	825	19,9	0,69

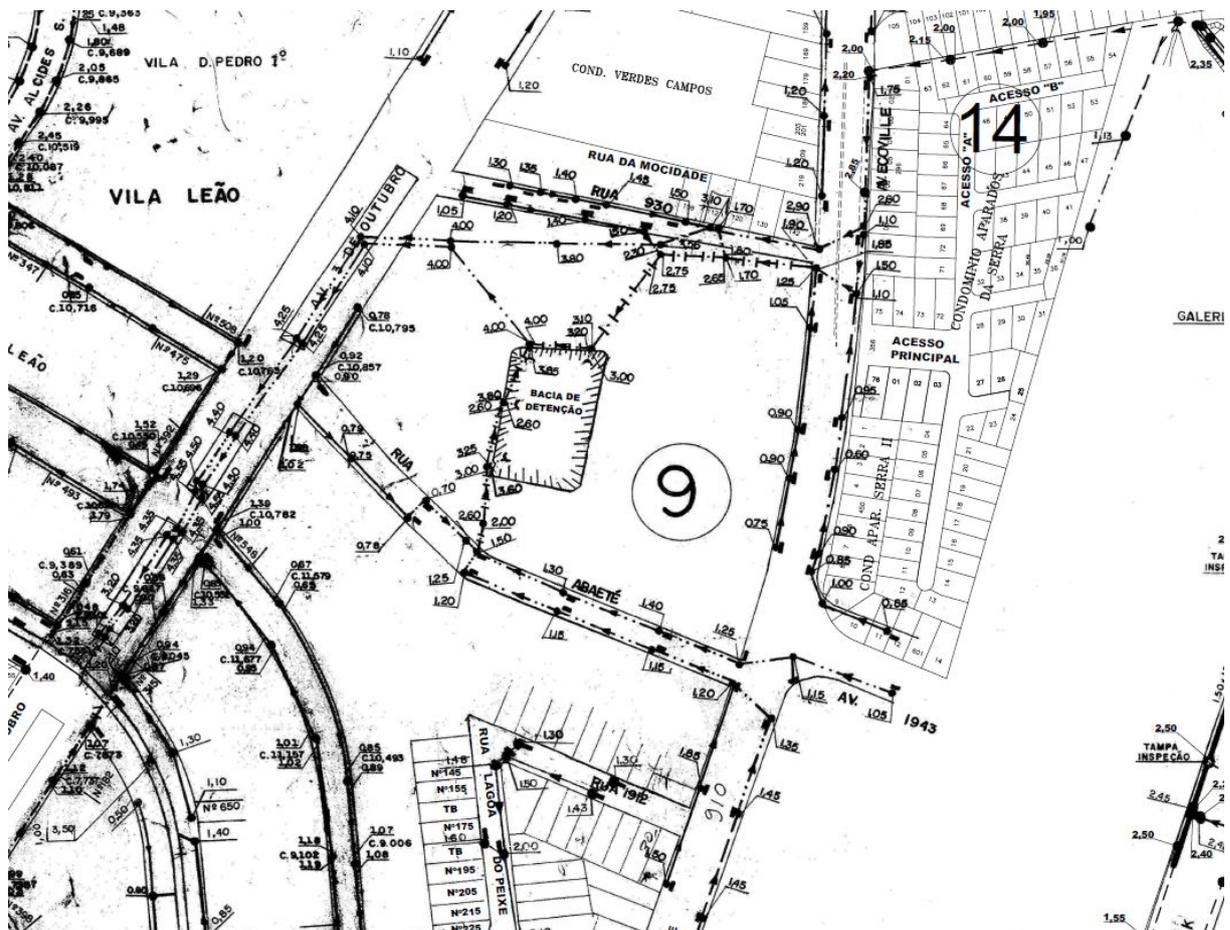
(fonte: adaptado de IDE, 1983, p. 81)

²⁸ No estudo feito por Ide, não foram efetuadas medições no tempo 25 minutos. Para fins de cálculo, foi interpolado o valor das medições entre os valores medidos em 20 e 30 minutos.

7.4 CARACTERIZAÇÃO DA REDE DE DRENAGEM

O estudo se baseia no cadastro da rede de drenagem do Departamento de Esgotos Pluviais (DEP) de Porto Alegre. Este documento data de 1983 e tem sido atualizado pelo DEP, porém não é uma fonte confiável de informações. A área estudada para a implementação dos dispositivos é apresentada na figura 27.

Figura 27 – Rede de drenagem da região da região em estudo



(fonte: DEPARTAMENTO DE ESGOTOS PLUVIAIS, 1983)

No local já existe uma bacia de retenção. Nota-se que não é clara a informação dos níveis de profundidade da rede na entrada e na saída do dispositivo. Para fins deste estudo, será assumida uma diferença de profundidade entre o dispositivo de entrada e o de saída da bacia de retenção de 2,00 m.

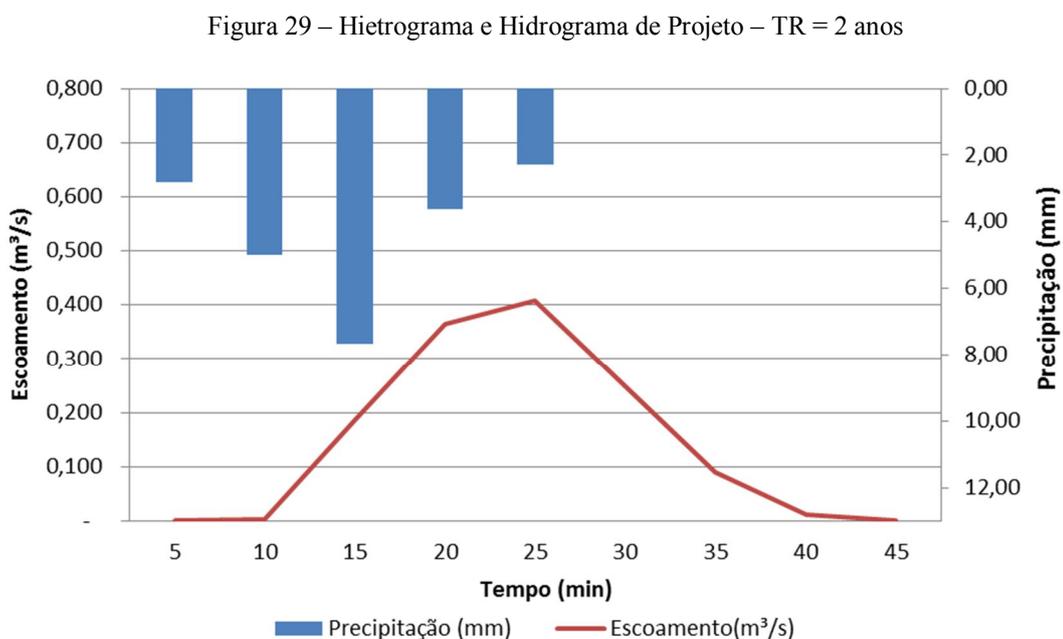
As convenções do traçado da rede são apresentadas na figura 28. Os diâmetros de entrada da rede no dispositivo são de 0,80 m e o de saída de 0,60 m.

8 RESULTADOS E ANÁLISE

Ao se aplicar a metodologia descrita no capítulo 6 à área de estudo descrita no capítulo anterior, obtiveram-se, através da modelagem numérica, resultados do potencial controle quali-quantitativo que o sistema desenvolvido neste trabalho pode oferecer. Analisando os resultados deste estudo de caso, espera-se que a solução desenvolvida possa ser desdobrada para outros locais do Município.

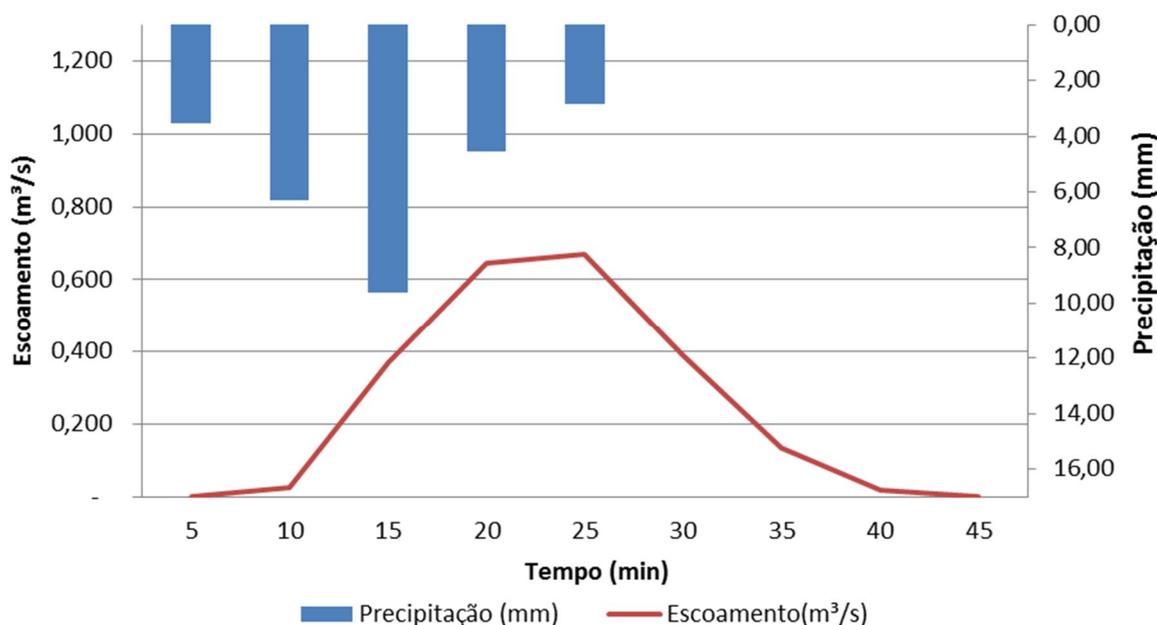
8.1 PRECIPITAÇÃO E ESCOAMENTO PLUVIAL

Com o objetivo de criar o escoamento de entrada do sistema de banhado e simular o controle quali-quantitativo deste dispositivo, foi gerada uma precipitação de projeto, que, por sua vez, deu origem ao escoamento de projeto. Estes eventos são ilustrados pelo hietograma e pelo hidrograma de projeto respectivamente. Para o dimensionamento da bacia de sedimentação e da zona de macrófitas foi gerado um evento com TR de 2 anos (figura 29). Enquanto que para o dimensionamento da bacia de detenção o TR escolhido foi de 10 anos (figura 30).



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 30 – Hietrograma e Hidrograma de Projeto – TR = 10 anos



(fonte: elaborada pelo autor)

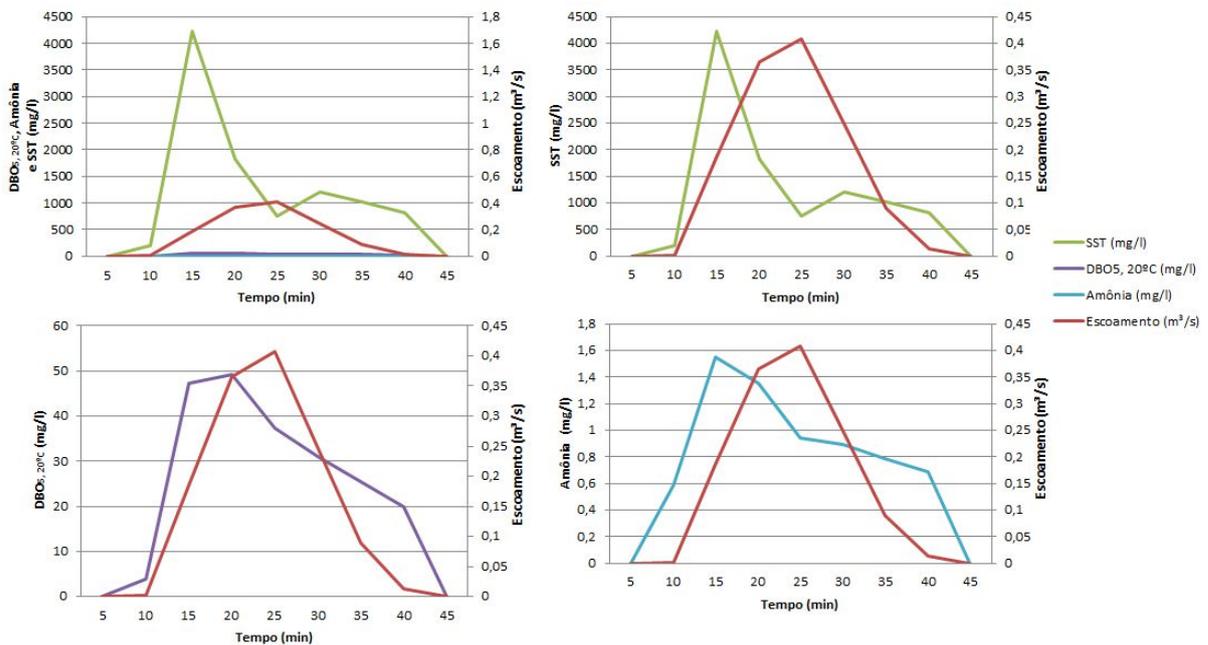
Analisando a figura 29, observa-se que o pico do hidrograma acontece posterior ao pico da precipitação, este retardo é uma característica esperada como resposta a eventos de precipitação. Outro fato a se destacar é que o escoamento representado pelo hidrograma, de TR igual a 2, tem seu término 45 minutos após o início da precipitação e seu pico aos 25 minutos, com uma vazão máxima de $0,41 \text{ m}^3/\text{s}$. A função da bacia de sedimentação e da zona de macrófitas é a diminuição e o retardamento do pico deste hidrograma, além da melhora das características qualitativas do volume escoado para o dispositivo.

Assim como o escoamento para um TR igual a 2 anos, o hidrograma do escoamento para o TR igual a 10 anos tem o seu término aos 45 minutos após o início da precipitação e seu pico aos 25 minutos. Contudo, a diferença é que o seu pico de vazão chega a $0,67 \text{ m}^3/\text{s}$ e seu formato se apresenta um pouco distinto do anterior. Cabe ressaltar que parte do volume escoado no evento de TR igual a 10 anos escoou pela zona de macrófitas e o excesso desse volume, verteu da bacia de sedimentação para a bacia de detenção, sem ter sua qualidade melhorada, sendo apenas amortecido.

A figura 31 apresenta as concentrações de entrada dos poluentes comparados à vazão de entrada no sistema pelo tempo. A principal característica destes gráficos é o pico dos polutogramas ocorrendo anterior ao pico do hidrograma, característica definida em eventos

que ocorrem após um período de seca suficiente para que se acumulem poluentes na superfície da área drenada e estes sejam lavados pelos primeiros milímetros de precipitação. Os resultados apresentados dos polutogramas de entrada do sistema são semelhantes à descrição, feita no capítulo 4.1, de eventos ocorridos após períodos maiores de seca que representam o pior cenário a ser controlado. Os valores apresentados por IDE (1984) foram deslocados no tempo para que seu início e fim ocorressem simultâneos ao hidrograma.

Figura 31 – Polutogramas de entrada no sistema



(fonte: elaborada pelo autor)

8.2 DIMENSIONAMENTO DO BANHADO

O dimensionamento do banhado foi realizado visando atender o amortecimento do escoamento de acordo com a vazão máxima permitida pelo decreto municipal nº 15.371/2006 e também realizar a remoção de poluentes de acordo com o percentual esperado na bibliografia.

Ao se dar entrada no modelo numérico com os dados descritos no subcapítulo 8.1, as dimensões da bacia de sedimentação, da bacia de detenção e da zona de macrófitas foram calculadas. O quadro 9 apresenta estas informações. Lembrando que o volume das células foi simplificado, sendo calculado como um tronco de pirâmide.

Quadro 9 – Dimensões totais da bacia de sedimentação, da bacia de detenção e da zona de macrófitas

Dimensões Totais	Bacia de Sedimentação	Bacia de Detenção	Zona de Macrófitas
Altura	3 m	1,5 m	2,6 m
Área fundo	0 m ²	3 m ²	1064 m ²
Largura fundo	0 m	1 m	17,8 m
Comprimento fundo	0 m	3 m	59,8 m
Área topo	96 m ²	63 m ²	1980 m ²
Largura topo	8 m	7 m	28,2 m
Comprimento topo	12 m	9 m	70,2 m
Talude	2: 1	2: 1	2: 1

(fonte: elaborada pelo autor)

As dimensões do volume útil utilizado das células dimensionadas acima são apresentadas no quadro 10. Em outras palavras, são as dimensões do volume utilizado entre o nível normal e o nível de detenção estendido.

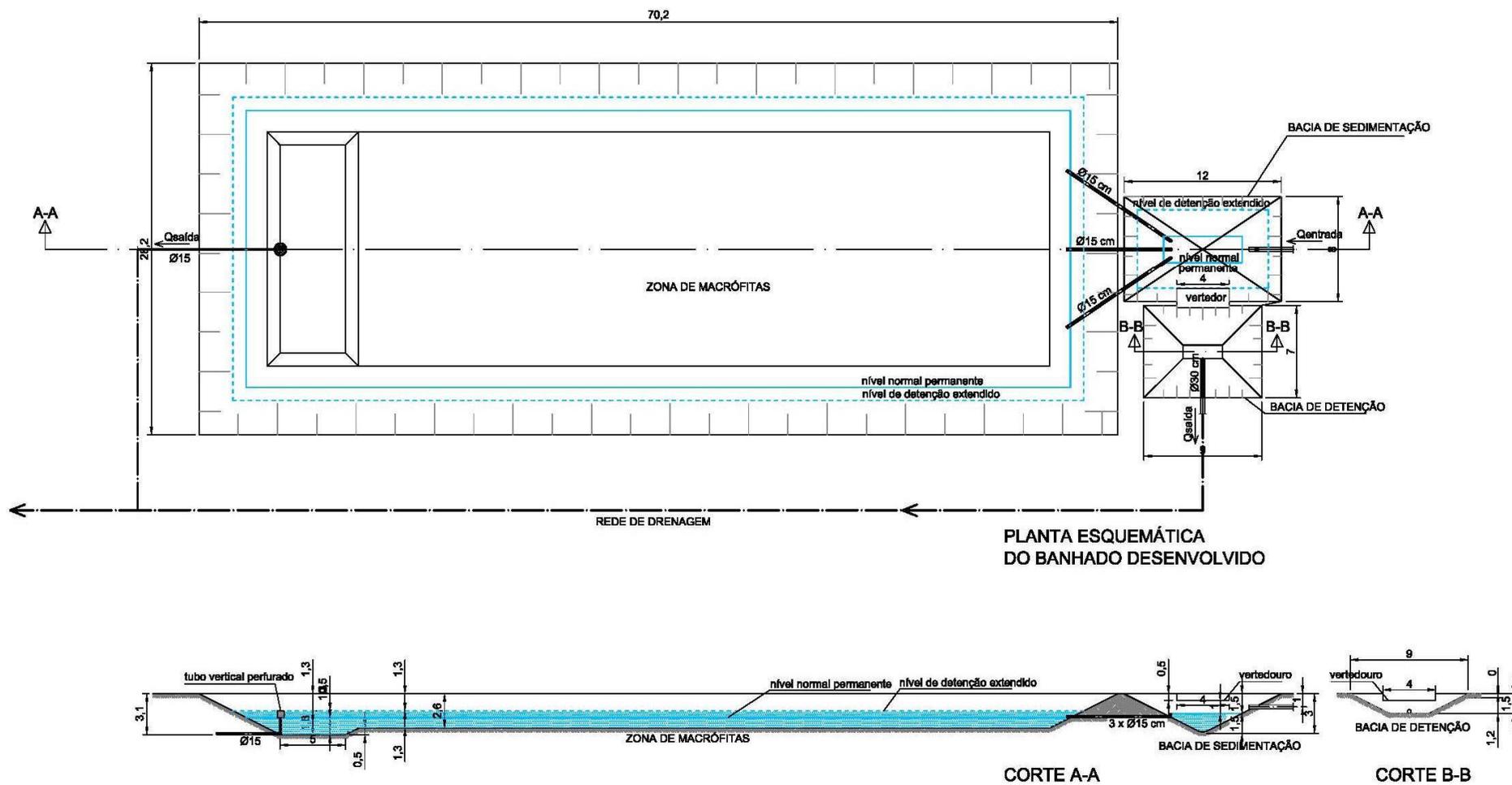
Quadro 10 – Dimensões do volume útil da bacia de sedimentação, da bacia de detenção e da zona de macrófitas

Dimensões do Volume Útil	Bacia de Sedimentação	Bacia de Detenção	Zona de Macrófitas
Altura útil	1 m	1 m	0,5 m
Área fundo	12 m ²	3 m ²	1323 m ²
Largura fundo	2 m	1 m	21 m
Comprimento fundo	6 m	3 m	63 m
Área topo	60 m ²	35 m ²	1495 m ²
Largura topo	6 m	5 m	23 m
Comprimento topo	10 m	7 m	65 m
Talude	2: 1	2: 1	2: 1

(fonte: elaborada pelo autor)

O desenho esquemático em planta e cortes do banhado desenvolvido é apresentado na figura 32.

Figura 32 – Planta e cortes esquemáticos do banhado desenvolvido



(fonte: elaborada pelo autor)

Viabilidade técnica da construção de banhados no espaço urbano para controle
quali-quantitativo do escoamento pluvial

A figura 33 apresenta a localização do banhado na área disponível para implementação. É possível visualizar a área ocupada pelo dispositivo dentro da área drenada. Somando a área ocupada pelas três células do sistema encontra-se um total de 2139 m². O dispositivo ocupa 1,8% da área drenada.

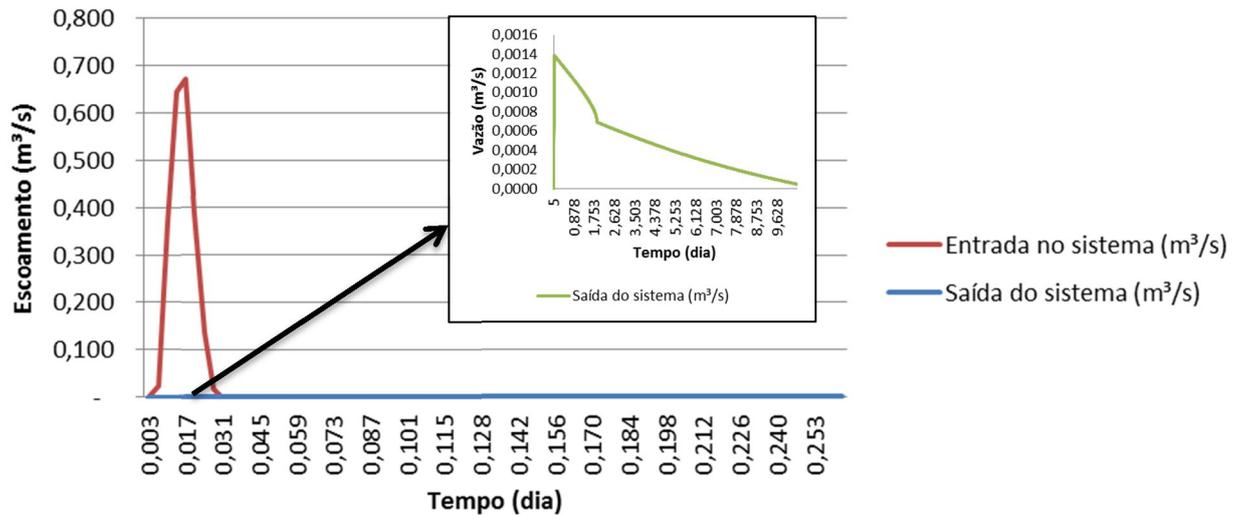
Figura 33 – Localização do banhado desenvolvido na área disponível para construção



(fonte: elaborada pelo autor)

Os resultados de amortecimento do escoamento que atravessa o dispositivo foram considerados satisfatórios e superiores ao solicitado pelo decreto, quando submetidos a um evento com TR igual a 2 anos. A figura 34 ilustra o hidrograma de entrada na bacia de sedimentação e o de saída na zona de macrófitas para TR igual a 2 anos.

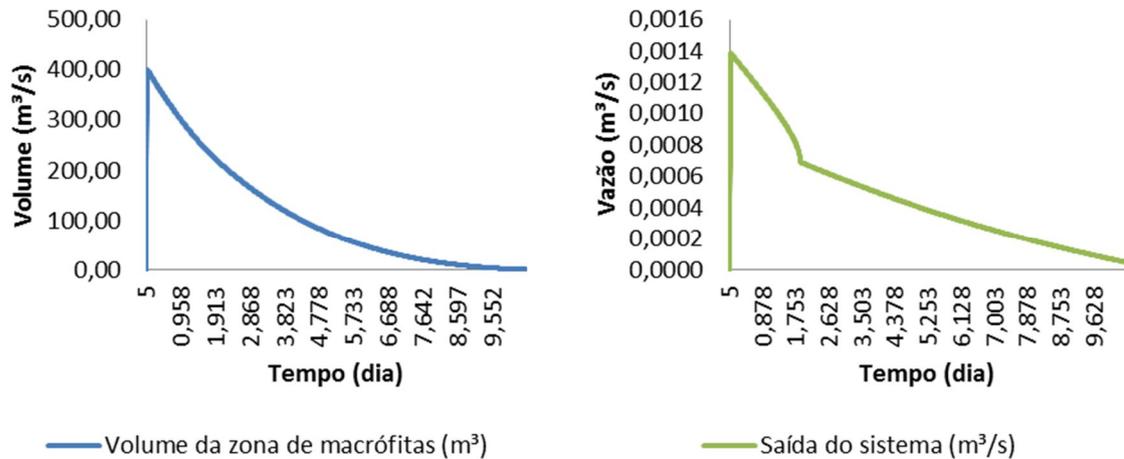
Figura 34 – Hidrograma de entrada e de saída do dispositivo



(fonte: elaborada pelo autor)

Observando a figura acima, observa-se que o pico da vazão de saída do dispositivo ($0,0019 \text{ m}^3/\text{s}$) tem uma magnitude 300 vezes menor do que o de entrada ($0,67 \text{ m}^3/\text{s}$), sendo a vazão máxima atenuada em 99,7%. A magnitude elevada do amortecimento do escoamento acaba por ser um resultado secundário, ocasionado ao se dimensionar o dispositivo para a remoção de contaminantes, visando a ocorrência de um tempo de detenção hidráulico (HRT) médio na zona de macrófitas igual a 3 dias. O HRT médio obtido para o evento de projeto é de 3,19 dias. Sendo que, para que ocorra o esvaziamento total do volume útil da zona de macrófitas, são necessários 10 dias. A figura 35 apresenta o esvaziamento, em volume, e a vazão de saída da zona de macrófitas.

Figura 35 – Esvaziamento do volume e hidrograma de saída da zona de macrófitas

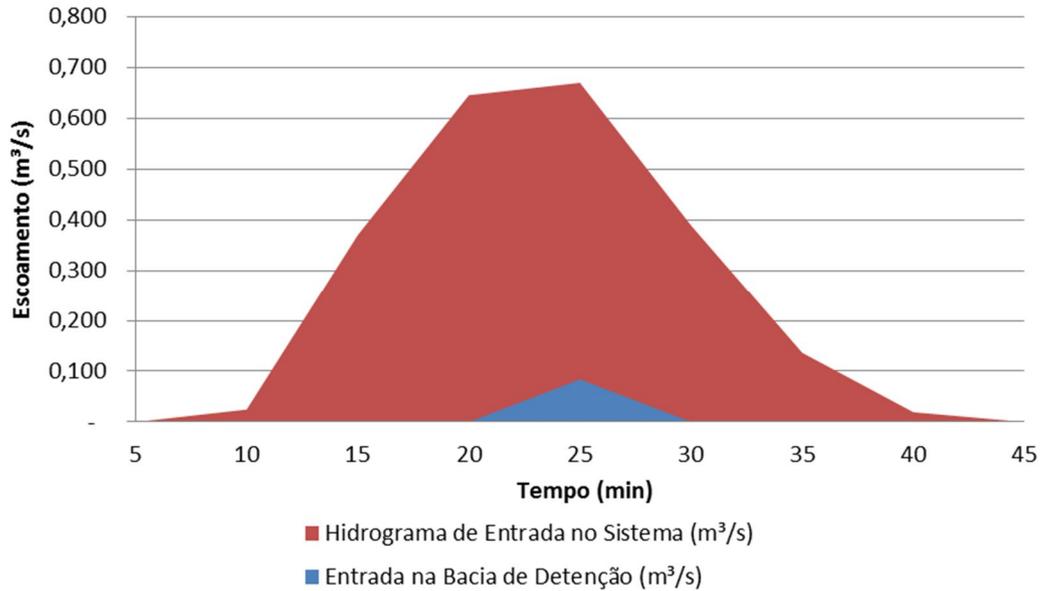


(fonte: elaborada pelo autor)

O formato singular do hidrograma de saída da zona de macrófitas se deve ao tipo de dispositivo hidráulico escolhido para a saída do sistema. A mudança na declividade da curva se deve ao fato de haver menos orifícios de saída conforme o nível d'água diminui. Ocorrem duas inflexões na curva de saída do sistema, uma quando a altura do nível d'água da zona de macrófitas se torna menor que 0,33 m e outra quando se torna menor que 1,67 m, momentos em que ocorre a diminuição do número de orifícios de saída.

Analisando a ocorrência de um evento com período de retorno igual a 10 anos, a resposta do dispositivo pode ser considerada melhor do que a esperada. Frente a tal evento, dos 676 m³ que deram entrada no sistema, apenas 25 m³ não tiveram sua qualidade melhorada, extravasando para a bacia de detenção. Estes valores representam um percentual de 96% do volume melhorado qualitativamente. A figura 36 ilustra o hidrograma de entrada no sistema e a parcela que extravasa para a bacia de detenção.

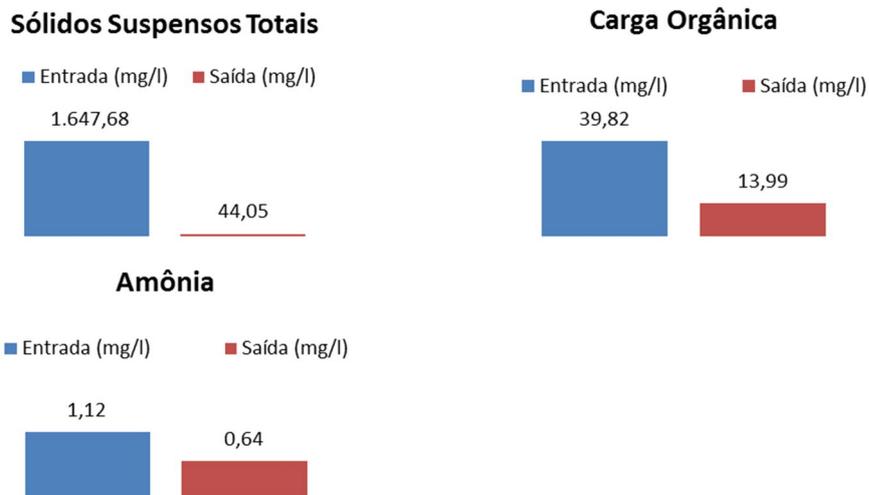
Figura 36 – Hidrograma de entrada no sistema e Hidrograma de entrada na bacia de detenção (parcela que estravaza)



(fonte: elaborada pelo autor)

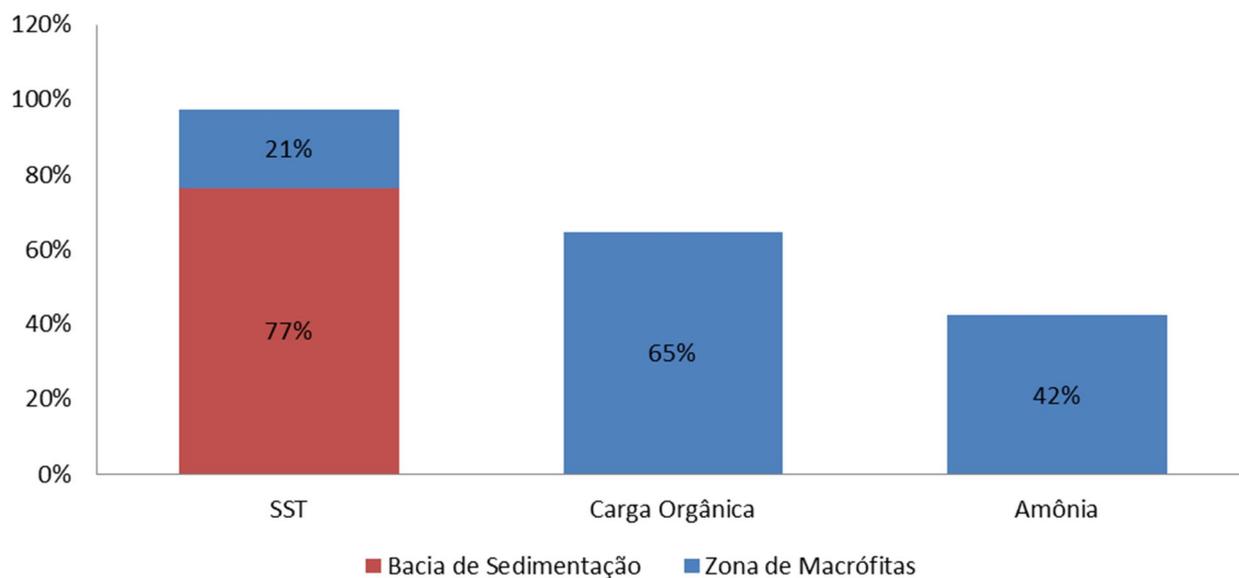
A modelagem de um dispositivo com tais características e dimensões forneceu resultados de melhoras significativas nas características de qualidade da água pluvial. A figura 37 apresenta a concentração média de entrada e a de saída do sistema. Já, a figura 38 apresenta o percentual de remoção de contaminantes para o evento de projeto com tempo de retorno de 2 anos na bacia de sedimentação e na zona de macrófitas.

Figura 37 – Concentração média de entrada e de saída de contaminantes



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 38 – Remoção percentual de contaminantes



(fonte: elaborada pelo autor)

Deve-se destacar que a bacia de sedimentação cumpre o seu papel, removendo 77% dos sólidos suspensos totais, evitando o assoreamento da zona de macrófitas. Este estudo não apresenta os cálculos da vida útil da bacia de sedimentação ao ser considerada uma deposição de sedimentos anual. Aconselha-se que, caso seja feito o projeto básico do dispositivo, este fator seja levado em consideração.

Os resultados obtidos de remoção percentual de contaminantes frente a um evento com tempo de retorno de 2 anos, quando comparados à remoção esperada da carga média anual (FLETCHER et al., 2003), podem ser considerados satisfatórios e dentro do esperado. O quadro 11 apresenta a remoção da carga média anual percentual esperada em um banhado construído.

Quadro 11 – Remoção de contaminantes esperada em banhados

Contaminantes	Remoção Esperada (carga média anual, %)	Comentários
Lixo e Matéria Orgânica	Muito Alta (>95%)	Sujeito ao controle hidrológico adequado, lixo e matéria orgânica grossa devem idealmente ser removidos em um ambiente aeróbio antes de lagoas ou de banhados para reduzir os impactos potenciais sobre a DBO.
SST	65-95 %	Dependente da distribuição de tamanhos de partículas.
TN	40-80 %	Dependente de especiação e tempo de detenção.
TP	60-85 %	Dependente de especiação e distribuição de tamanhos de partículas. É maior quando uma elevada proporção de fósforo é particulado.
Sedimento Grosseiro	Muito Alta (>95%)	Sujeito ao controle hidrológico adequado.
Óleo e Graxa	n/a	Dados inadequados para fornecer estimativas confiáveis, porém é esperado que seja > 75%.
Coliformes Fecais	n/a	Dados inconsistentes.
Metais Pesados	55-95 %	Bastante variável: dependente da distribuição de tamanhos de partículas, carga iônica, adesão a sedimento (vs. % solúvel), tempo de detenção, etc.

(fonte: adaptado de FLETCHER et al., 2003, tradução nossa)

Para que seja feita uma comparação de maneira mais adequada, entre a remoção esperada e os resultados proporcionados pela implementação do banhado, é necessário que seja feita uma análise da resposta do dispositivo frente a uma série de eventos aleatórios com diferentes intervalos entre eventos e diferentes intensidades e cargas poluentes. Desta forma, é possível calcular qual o percentual do volume anual que, efetivamente, escoou pelo banhado.

A principal limitação deste estudo é a simulação de apenas um evento, considerando as células do banhado vazias e o solo não saturado. Enquanto que, durante a vida útil do banhado, ocorrerão eventos com intervalos menores que o tempo de esvaziamento das células do banhado, podendo ocorrer, então, o extravasamento do excesso de água, acarretando o não tratamento desta parcela do volume.

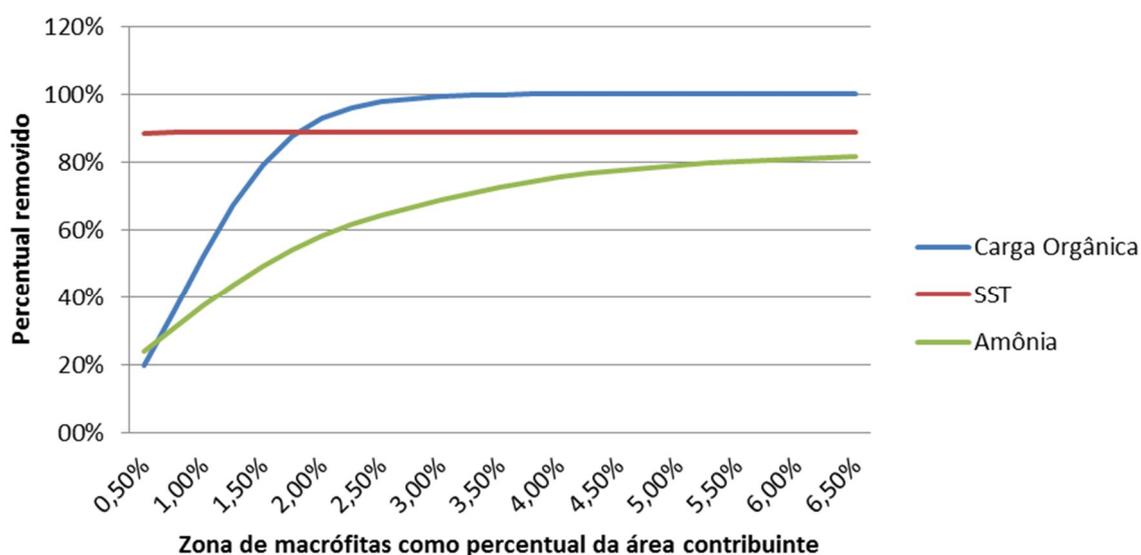
8.3 ÁREAS POTENCIAIS PARA CONSTRUÇÃO DE BANHADOS NO MUNICÍPIO DE PORTO ALEGRE

Analisando regiões do Município de Porto Alegre, onde ocorre o controle do escoamento pluvial através de bacias de detenção, é possível projetar um cenário no qual estes dispositivos de controle são substituídos por banhados construídos. Considerando a mesma área de contribuição e mesma área ocupada por tais dispositivos, os resultados obtidos pela simulação

numérica realizada neste estudo podem ser utilizados para estimar a possível remoção de contaminantes que o sistema estudado pode oferecer.

Ao se dar entrada no modelo numérico variando a área ocupada pela zona de macrófitas foi gerado o gráfico da figura 39, onde a remoção percentual do dispositivo varia de acordo com a relação entre área da zona de macrófitas e área contribuinte. Observa-se que o percentual de remoção de sólidos suspensos totais é praticamente constante e em torno de 89%. Já a remoção de carga orgânica cresce quase linearmente até atingir uma remoção de 80% e em seguida tem sua taxa de crescimento desacelerada até atingir 99%. O percentual de remoção do nitrogênio, medido em amônia cresce até atingir um determinado patamar em torno de 82% quando a zona de macrófitas como percentual da área contribuinte atinge o valor de 6,5%.

Figura 39 – Remoção percentual de contaminantes pela área da zona de macrófitas como percentual da área contribuinte



(fonte: elaborada pelo autor)

Considerando os diferentes dispositivos de controle do escoamento pluvial que hoje existem no Município, é possível utilizar a razão entre a área destes dispositivos e a área da região controlada por cada um para que se possa encontrar a provável remoção de carga orgânica, sólidos suspensos totais e amônia utilizando o gráfico plotado acima. O quadro 12 apresenta alguns dos dispositivos de controle existentes no Município, e a provável remoção de contaminantes que um banhado construído proporcionaria caso houvesse a substituição.

Quadro 12 – Amostra de dispositivos de controle do Município e provável remoção de contaminantes proporcionada por um banhado com tais relações de áreas

DISPOSITIVOS DE CONTROLE	ÁREA		A _{DISP} /A _{CONT}	PROVÁVEL REMOÇÃO			COORDENADAS	
	CONTRIBUINT	DISPOSITIVO		Carga Org.	SST	Amônia	LAT (S)	LON (O)
Bacia do Parque Marinha	98,6 ha	0,81 ha	0,82%	36%	89%	31%	30,062	51,236
Ecoville Canal	25,8 ha	0,37 ha	1,43%	67%	89%	43%	30,003	51,123
Bacia do Parque Germânia	127 ha	8,3369 ha	6,56%	100%	89%	82%	30,025	51,160
Bacia da Rua Polônia	49,76 ha	0,261 ha	0,52%	20%	89%	24%	30,011	51,194
Bacia da Avenida Dea Coufal	50 ha	0,57035 ha	1,14%	52%	89%	37%	30,130	51,226
Estacionamento da Puc	4,06 ha	0,1248 ha	3,07%	99%	89%	69%	30,056	51,170

(fonte: elaborada pelo autor)

Avaliando a resposta que tais relações entre a área que o dispositivo ocupa em relação à área drenada para ele, percebe-se a alta remoção de contaminantes que estes dispositivos, caso fossem substituídos por banhados, poderiam proporcionar. Cabe lembrar, que bacias de detenção também tem como função a sedimentação de sólidos suspensos, podendo variar a taxa de remoção em função da área do dispositivo e da vazão que passa por ele. Além disso, estes resultados devem ser utilizados com cautela uma vez que as características de cada área contribuinte variam e as equações de remoção de contaminantes utilizadas neste estudo possuem certas limitações. Lembrando que estas equações de remoção de contaminantes foram ajustadas a partir de medições realizadas em banhados construídos nos Estados Unidos, ou seja, não são modelos que representam os processos físico-químico-biológicos envolvidos e tão pouco foram ajustadas para banhados no município de Porto Alegre.

8.4 VIABILIDADE TÉCNICA

A partir da análise efetuada neste capítulo, foi verificada a viabilidade técnica de construção de banhados no Município de Porto Alegre. Para que tal solução se torne completamente viável tecnicamente, alguns cuidados devem ser tomados na elaboração do projeto executivo. Projetos mal elaborados podem acarretar na não remoção de contaminantes conforme a simulação realizada, além de ocasionar certos problemas como mau cheiro e mosquitos.

Uma alternativa para se evitar maus odores é contemplar no projeto diversas estruturas hidráulicas de entrada e assim dispersar a carga que entra no sistema. Em relação aos mosquitos, pelo fato da população crescer em águas com pouco fluxo ou paradas, é importante que sempre haja um fluxo adequado no banhado e não existam regiões com a água parada. Peixes nativos também têm o seu papel na manutenção da população de mosquitos,

fato que reflete a necessidade de biodiversidade de fauna e flora dentro do banhado, e ao longo do tempo o dispositivo se torna sadio e autossustentável.

Banhados construídos são considerados dispositivos de baixa manutenção, porém ainda assim requerem uma manutenção periódica. É aconselhável que seja instalado um dispositivo de interceptação de lixo grosseiro e, portanto, este dispositivo exige uma manutenção mensal ou bimestral. Em relação à bacia de sedimentação, a frequência de manutenção deve ocorrer entre 5 e 10 anos, envolvendo a escavação mecânica do sedimento depositado.

A principal estratégia de manutenção da zona de macrófitas é assegurar que as diferentes zonas de vegetação recebam um regime hidrológico adequado. Isto permitirá que a espécie desejada para cada região da zona de macrófitas sobreviva naturalmente e tenha vantagem competitiva sobre espécies potencialmente invasoras. Segundo Wong et al. (1999, p. 37, tradução nossa),

O nível da água normal de um sistema tem de ser capaz de variar para cima, mas principalmente para baixo, de uma forma relativamente sazonal para garantir uma boa cobertura vegetal e estabilidade. Nestes sistemas, a concepção da estrutura hidráulica de saída é fundamental para alcançar os regimes hidrológicos variáveis que são requisitos de cada vegetação. Dispositivos de saída do tipo vertedouro tendem a minimizar a variação do nível da água, enquanto que saídas do tipo tubo vertical perfurado e sifões maximizam a variação [...].

Não é necessária a remoção de macrófitas em sistemas de tratamento de águas pluviais como um mecanismo de remoção de poluentes. No entanto, ao longo do tempo, algumas espécies, podem acumular uma grande quantidade de matéria orgânica o que pode limitar um novo crescimento, o que resulta em uma distribuição desigual da vegetação. Conseqüentemente, a remoção pode ser necessária para que se garanta o crescimento por todo o trajeto do fluxo (WONG et al., p. 37, 1999).

Ao se tomar as devidas precauções tanto na elaboração do projeto do banhado, quanto em sua construção e manutenção, este dispositivo se torna uma alternativa viável tecnicamente para o controle quali-quantitativo do escoamento pluvial.

9 CONCLUSÕES

Os resultados e análises mostraram que o banhado construído se mostrou uma solução viável e eficaz na remoção de contaminantes, além de também exercer a função de amortecimento do escoamento pluvial para a região do estudo. Em relação às demais regiões do Município que já contam com dispositivos de controle quantitativo do escoamento, quando analisada a razão entre área do dispositivo e área contribuinte, a expectativa é de uma remoção significativa de contaminantes do escoamento caso os dispositivos existentes sejam adequados para que funcionem como banhados construídos

O dispositivo, segundo a modelagem efetuada para um tempo de retorno de dois anos, apresentou uma remoção estimada de 42% de nitrogênio (medido em amônia), 65% de carga orgânica (medido em DBO₅) e 98% de sólidos suspensos totais, sendo 77% da remoção efetuada na bacia de sedimentação. Tais valores se apresentaram dentro do esperado pela literatura técnica para um banhado com área de 1,8% da área contribuinte. Estes valores evidenciam o benefício que a adoção de tais dispositivos pode trazer as áreas urbanas, diminuindo a depleção de oxigênio, mortandade de peixes, crescimento da densidade bacteriana, eutrofização, etc.

Além disso, o estudo mostrou que o amortecimento do escoamento pluvial efetuado pelo banhado reduz em 300 vezes a vazão máxima de entrada quando comparada com a de saída, sendo que o esvaziamento completo do volume útil da zona de macrófitas dura cerca de dez dias frente a um evento com tempo de retorno de dois anos. Apesar de a detenção do banhado construído deste estudo ser mais elevada que dos dispositivos usualmente adotados no município (bacias de detenção), este fato não contribuiu para que a área do dispositivo se tornasse inviável tecnicamente.

O acréscimo de área, quando feita a comparação entre a área do banhado e a área da bacia de detenção já existente no local de estudo, é de aproximadamente 10%. Este aumento de apenas 10% da área pode acarretar em uma melhora da qualidade da água significativa caso ocorra a adequação dos dispositivos existentes no município.

10 RECOMENDAÇÕES

A combinação de três células para o controle quali-quantitativo do escoamento pluvial desenvolvida neste estudo destaca a necessidade de se combinar diferentes dispositivos para que seja otimizado o controle do escoamento nas áreas urbanas. Por isso, recomenda-se o uso de diferentes outros dispositivos em série a este sistema, aprimorando ainda mais o controle do escoamento. Como exemplo de outros dispositivos, têm-se as trincheiras de infiltração e os dispositivos para a captação de lixo grosseiro.

Este estudo pode ser considerado a primeira etapa de elaboração de um projeto de banhado construído, portanto deve ser aprimorado gradualmente conforme o projeto avança, diante das limitações aqui apresentadas. Para que isso ocorra, no decorrer do projeto, os dados de entrada do modelo devem ser coletados com maior exatidão, o modelo pode ser aprimorado para que simule de maneira mais adequada os fluxos que ocorrem dentro do sistema e também deve se definir a topografia do sistema e os dispositivos hidráulicos de maneira mais detalhada.

Este estudo também pode ser utilizado como uma ferramenta de gestão para um melhor entendimento do controle do escoamento pluvial realizado dentro de banhados. Para isso, a próxima etapa a ser conduzida é a simulação da resposta temporal do modelo, ou seja, diante de eventos de precipitação aleatórios tanto em relação aos seus intervalos quanto as suas intensidade, qual parcela do escoamento passa pelo dispositivo e qual parcela não é absorvida. A simulação qualitativa também pode ser aprimorada, utilizando-se de modelos estocásticos de geração de séries de concentrações. Dessa forma o controle quali-quantitativo do escoamento pode ser representado de maneira mais adequada.

A Prefeitura, através do Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre pode se beneficiar de estudos como este, ao acrescentar ao Manual de Drenagem Urbana, a orientação para elaboração de projetos de dispositivos estruturais para controle não só quantitativo, mas também qualitativo do escoamento pluvial, como é o caso do banhado. Também se sugere que sejam propostos tais dispositivos nos planos de bacias hidrográficas do Município, pois se entende que tais tecnologias trariam benefícios à saúde dos corpos hídricos da cidade e de seus cidadãos.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Programa Soluções para Cidades**: iniciativas inspiradoras – Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre – RS. [S. l.], 2013. Disponível em: <http://www.solucoesparacidades.com.br/wp-content/uploads/2013/07/AF_Inic%20Insp03_pl%20drenagem_web.pdf>. Acesso em: 7 set. 2014.
- BALANÇO Hídrico. **Blog do Tucci**, 18 out. 2009. Não paginado. Disponível em: <<http://rhama.net/wordpress/?p=116>>. Acesso em: 12 nov. 2014.
- BERTONI, J. C.; TUCCI, C. E. M. Urbanización. In: TUCCI, C. E. M.; BERTONI, J. C. (Org.). **Inundações Urbanas na América do Sul**. 1. ed. Porto Alegre: ABRH, c2003. p. 1-9.
- _____. Precipitação. In: TUCCI, C. E. M. (Org.). **Hidrologia**: Ciência e Aplicação. 4. ed. Porto Alegre, UFRGS/ABRH, 2007. p. 177-241.
- CAMPANA, N. A.; BERNARDES, R. S. Qualidade do escoamento na rede de drenagem pluvial urbana: a situação de Brasília-DF. **Revista de Gestão de Água na América Latina**, [S. l.], v. 7, n. 2, p. 53-65, jul./dez. 2010.
- CAMPBELL, C. S.; OGDEN, M. H. **Constructed Wetlands in the Sustainable Landscape**. New York, N.Y.: John Wiley & Sons, c1999.
- CANHOLI, A. L. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. São Paulo: Oficina de Textos, c2005.
- COWARDIN, L. M.; CARTER, V.; GOLET, F. C.; LaROE, E. T. **Classification of Wetlands and Deepwater Habitats of the United States**. Washington, D. C.: U. S. Department of the Interior, Fish and Wildlife Service, 1979. Disponível em: <<http://www.npwrc.usgs.gov/resource/wetlands/classwet/wetlands.htm>>. Acesso em 11 nov. 2014. Não paginado.
- FLETCHER, T. D.; WONG, T. H. F.; BREEN, P. F. Buffer strips, vegetated swales and bioretention systems. In: WONG, T. H. F. (Editor). **Australian Runoff Quality**. Institution of Engineers, Austrália, Sydney, Austrália, 2003.
- GOLDENFUM, J. A.; TUCCI, C. E. M.; SILVEIRA, A. L. L. Stormwater management in the humid tropics. In: PARKINSON, J. N.; GOLDENFUM, J. A.; TUCCI, C. E. M. (Ed.). **Integrated Urban Water Management: Humid Tropics**. Paris: UNESCO, c2010. v. 6. p. 49-68.
- HASENACK, H.; WEBER, E. J.; LUCATELLI, L. M. L. Base altimétrica vetorial contínua do município de Porto Alegre-RS na escala 1:1.000 para uso em sistemas de informação geográfica. Porto Alegre, UFRGS-IB-Centro de Ecologia, 2010. **ISBN 978-85-63843-03-6**. Disponível em: <<http://www.ecologia.ufrgs.br/labgeo>>. Acesso em 15 maio 2015.

IDE, C. N. **Qualidade da Drenagem Pluvial Urbana**. 1984. 137 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1984.

KADLEC, R. H.; WALLACE, S. **Treatment Wetlands**. 2nd. ed. Boca Raton, Flórida: CRC Press, c2009.

LANDEZINE. Royal Park Wetlands. Melbourne, [20--?]. Disponível em: <http://www.landezine.com/index.php/2011/04/royal-park-wetland-by-rush-wright-landscape-architecture/02_rushwright_landscapearchitecture_royal_park/>. Acesso em 25 maio 2015.

MARQUES, D. M. (Org.). **Ecotecnologia: Princípios e Aplicações em Recursos Hídricos**. Porto Alegre: IPH/UFRGS, 2004.

MELBOURNE WATER. **WSUD Engineering Procedures: Stormwater**. Collingwood: CSIRO, c2005.

MINISTÉRIO DO PLANEJAMENTO. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Diretoria de Geociências. **Mapa Exploratório de Solos**. Rio de Janeiro, 2002.

MINNESOTA POLLUTION CONTROL AGENCY. **Protecting Water Quality in Urban Areas: Best Management Practices for Dealing with Storm Water Runoff from Urban, Suburban and Developing Areas of Minnesota**, Minnesota : MPCA, 2000.

PARANÁ. Governo do Estado do Paraná. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Recursos Hídricos. **Plano Diretor de Drenagem Urbana para a Bacia do Rio Iguaçu na Região Metropolitana de Curitiba**. Manual de Drenagem Urbana. Curitiba: SUDERHSA, 2002. v. I. Disponível em: <http://www.aguasparana.pr.gov.br/arquivos/File/pddrenagem/volume6/mdu_versao01.pdf>. Acesso em: 30 maio 2015.

PORTO ALEGRE. Prefeitura Municipal. Departamento de Esgotos Pluviais. **Plano Diretor de Drenagem Urbana: Manual de Drenagem Urbana**. Porto Alegre: IPH/UFRGS, 2005. v. VI. Disponível em: <http://lproweb.procempa.com.br/pmpa/prefpoa/dep/usu_doc/manual_de_drenagem_ultima_versao.pdf>. Acesso em 10 out. 2014.

_____. **Cadastro da rede de esgoto pluvial do Município de Porto Alegre: Quadricula 57**. 1983.

SARTORI, A.; LOMBARDI NETO, F; GENOVEZ, A. M. Classificação hidrológica de solos brasileiros para a estimativa de chuva excedente com o método do serviço de conservação do solo dos Estados Unidos parte 1: classificação. **RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, [S. l.], v. 10, n. 4, p. 5-18, out./dez. 2005.

SILVEIRA, A. L. L. Impactos hidrológicos da urbanização em Porto Alegre, In: TUCCI, C. E. M.; MARQUES, D. M. **Avaliação e Controle da Drenagem Urbana**. Porto Alegre: UFRGS, 2000. p. 153-163.

_____. Ciclo Hidrológico e Bacia Hidrográfica. In: TUCCI, C. E. M. (Org.). **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. 4. ed. Porto Alegre, UFRGS/ABRH, 2007. p. 35-51.

SOIL CONSERVATION SERVICE. **Urban Hydrology for Small Watersheds**. Washington: U.S. Dept. Agr. (Technical Release, 55), 1975.

TUCCI, C. E. M. **Inundações Urbanas**. 1. ed. Porto Alegre: ABRH/RHAMA, 2007a.

_____. Escoamento Superficial. In _____ (Org). **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. 4. ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 2007b. p. 391-441.

URBONAS, B.; STAHR, P. **Stormwater detention for drainage, water quality and CSO management**. New Jersey: Practice-Hall, c1990.

WALSH, C. J.; LEONARD, A. W.; LADSON, A. R.; FLETCHER, T. D. Cooperative Research Centre for Freshwater Ecology and Cooperative Research Centre for Catchment Hydrology. **Urban stormwater and the ecology of streams**. Canberra: CRC for Freshwater Ecology, c2004.

WONG, T. H. F.; BREEN, P. F.; SOMES, N. L. G.; LLOYD, S. D. Cooperative Research Centre for Freshwater Ecology and Cooperative Research Centre for Catchment Hydrology. **Managing Urban Stormwater Using Constructed Wetlands**. 2. ed. Melbourne: CRC for Catchment Hydrology, c1999.

APÊNDICE A – Memória de Cálculo

Características da área de contribuição, precipitação e escoamento de projeto (simulação para tempo de retorno igual a 2 anos).

CARACTERÍSTICAS DA ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO							
Área de Contribuição	Acont	116.500,00	m ²	0,12	km ²		
Comprimento máximo da área	L	0,4	km				
Declividade	h	0,01	m/m			Legenda: input	
Curve number	CN	88	-				
Vazão de saída de projeto	Qdp	242,32	l/s				
Tempo de concentração	tc	12	min				
PRECIPITAÇÃO DE PROJETO							
Intervalo de tempo de simulação	Δt	5	min			Curva IDF	
Armazenamento no solo estimado	S	34,64	mm			a 826,8	
Tempo de retorno	TR (10-25)	2	anos			b 0,143	
Duração do evento	t (2.tc)	24	min			c 13,3	
Número de intervalos	Nint	5	intervalos			d 0,79	
Coeficiente de abatimento (Acont>25km ²)	Ka	1	-				
Nint	Δt	I (mm/h)	Pacum IDF	Pdesagregada	Pprojeto	Pproj acum	Sem alertas
1	5	92	7,65	7,65	2,81	2,81	
2	10	76	12,65	5,00	5,00	7,80	
3	15	65	16,27	3,62	7,65	15,46	
4	20	57	19,08	2,81	3,62	19,08	
5	25	51	21,36	2,27	2,27	21,36	
6	30	-	-	-	-	-	
7	35	-	-	-	-	-	
8	40	-	-	-	-	-	
9	45	-	-	-	-	-	
10	50	-	-	-	-	-	
11	55	-	-	-	-	-	
12	60	-	-	-	-	-	
13	65	-	-	-	-	-	
14	70	-	-	-	-	-	
15	75	-	-	-	-	-	
SEPARAÇÃO DO ESCOAMENTO							
Nint	Pef	Pef'	Hidrograma Unitário Triangular				
1	0	0	Tempo de pico	tp (0,6.tc)	0,12	h	
2	0,02	0,02	Tempo vazão máxima	tm ($\Delta t/2+tp$)	0,16	h	
3	1,69	1,66	Tempo de recessão	tr (1,67.tp)	0,19	h	
4	3,16	1,47	Tempo de base	tb (tr+tm)	0,35	h	
5	4,24	1,09	Número de ordenadas HUT	k (tb/ Δt)	1	unit.	
6	-	-	Vazão Máxima	Qp	0,15	m ³ /s	
7	-	-	Número de intervalos hidrograma	n (k+m-1)	5	unit.	
8	-	-					
9	-	-					
10	-	-					
11	-	-					
12	-	-					
13	-	-					
14	-	-					
15	-	-					

CONVOLUÇÃO											
Ordem	Qfinal	Ordem	t (min)	t (h)	HU SCS	Pef' (mm)	Q1=P1.HU	Q2=P2.HU	Q3=P3.HU	Q4=P4.HU	Q5=P5.HU
1	-	1	0	0,00	0,00	0	0,00				
2	-	2	5	0,08	0,11	0,02	0,00	0,00			
3	0,002	3	10	0,17	0,12	1,66	0,00	0,00	0,00		
4	0,186	4	15	0,25	0,07	1,47	0,00	0,00	0,18	0,00	
5	0,365	5	20	0,33	0,01	1,09	0,00	0,00	0,20	0,16	0,00
6	0,408	6	25	-	-	-	-	0,00	0,11	0,18	0,12
7	0,248	7	30	-	-	-	-	-	0,02	0,10	0,13
8	0,089	8	35	-	-	-	-	-	-	0,02	0,07
9	0,013	9	40	-	-	-	-	-	-	-	0,01
10	-	10	45	-	-	-	-	-	-	-	-

Bacia de Sedimentação (simulação para tempo de retorno igual a 2 anos)

SAÍDA		
Orifício Circular		
C'	0,61	-
H'	1	m ²
Ac	0,212	m ²
Di	0,15	m
Vertedouro		
C'	0,64	-
L	4	m
Hc'	1	m
DIMENSÕES		
H	1	m
Afundo	12	m ²
Lf1	2	m
Lf2	6	m
Atopo	60	m ²
Lt1	6	m
Lt2	10	m
talude	2: 1	
VOLUME		
Volume útil	36	m ³
Vol. utilizado	10,79	m ³
Cota máxima	0,49	m
Vazão média	2168,11	m ³ /s
HRT	0,00064	dias
PARÂMETROS		
gravidade	9,806	m/s ²

TABELA AUXILIAR					
H (m)	S (m ³)	Qv rua (m ³ /s)	Qo (m ³ /s)	(2S/dt) (m ³ /s)	(2S/dt)+Q desc (m ³ /s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,10	1,37	0,00	0,18	0,01	0,19
0,20	3,10	0,00	0,26	0,02	0,28
0,30	5,26	0,00	0,31	0,04	0,35
0,40	7,87	0,00	0,36	0,05	0,41
0,50	11,00	0,00	0,41	0,07	0,48
0,60	14,69	0,00	0,44	0,10	0,54
0,70	18,98	0,00	0,48	0,13	0,61
0,80	23,94	0,00	0,51	0,16	0,67
0,90	29,59	0,00	0,54	0,20	0,74
1,00	36,00	0,00	0,57	0,24	0,81
1,10	43,21	0,24	0,60	0,29	1,13
1,20	51,26	0,68	0,63	0,34	1,65
1,30	60,22	1,24	0,65	0,40	2,30
1,40	70,11	1,91	0,68	0,47	3,06
1,50	81,00	2,67	0,70	0,54	3,91
1,60	92,93	3,51	0,72	0,62	4,86
1,70	105,94	4,43	0,75	0,71	5,88
1,80	120,10	5,41	0,77	0,80	6,98
1,90	135,43	6,45	0,79	0,90	8,15
2,00	152,00	7,56	0,81	1,01	9,38

SIMULAÇÃO ESCOAMENTO RESERVATÓRIO							
t (s)	I entrada (m ³ /s)	I(t)+I(t+dt)	2S(t)/dt-Q(t)	Q(t+dt)+2* S(t+dt)/dt	Qt (m ³ /s)	S (m ³)	Cota (m)
300	0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	0,00	0,000
600	0,00	0,19	-0,020	0,00	0,02	0,02	0,00
900	0,19	0,55	-0,162	0,17	0,17	1,21	0,09
1200	0,36	0,77	-0,298	0,39	0,34	6,83	0,36
1500	0,41	0,66	-0,330	0,47	0,40	10,79	0,49
1800	0,25	0,34	-0,266	0,33	0,30	4,55	0,27
2100	0,09	0,10	-0,108	0,07	0,11	0,51	0,04
2400	0,01	0,01	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00

Zona de Macrófitas (simulação para tempo de retorno igual a 2 anos)

SAÍDA		
Riser Outlet		
H1	0,167	m
Di1	20	mm
Ai1	0,0003	m ²
# orifícios1	2	-
H2	0,333	m
Di2	25	mm
Ai2	0,0005	m ²
# orifícios2	1	-
H3	0,5	m
Di3	25	mm
Ai3	0,0005	m ²
# orifícios3	1	-
C'	0,61	-
H'	0,5	m ²
Sharp Crest Weir		
C'	0,61	-
Di	0,15	m
Ai	0,0177	m
Hc'	0,5	m
DIMENSÕES		
H	0,5	m
Afundo	1323	m ²
Lf1	21	m
Lf2	63	m
Atopo	1495	m ²
Lt1	23	m
Lt2	65	m
talude	2: 1	
VOLUME		
Volume útil	704,5	m ³
Vol. utilizado	402	m ³
Cota máxima	0,29	m
Vazão média	134,27	m ³ /dia
HRT	3,19	dias
PARÂMETROS		
gravidade	9,806	m/s ²

TABELA AUXILIAR					
H (m)	S (m ³)	Qv rua (m ³ /s)	Qo (m ³ /s)	(2S/dt) (m ³ /s)	(2S/dt)+Q desc (m ³ /s)
0,00	0,00	0,00	0,000	0,00	0,00
0,10	133,99	0,00	0,001	0,89	0,89
0,20	271,38	0,00	0,001	1,81	1,81
0,30	412,24	0,00	0,001	2,75	2,75
0,40	556,59	0,00	0,002	3,71	3,71
0,50	704,50	0,00	0,002	4,70	4,70
0,60	856,01	0,00	0,015	5,71	5,72
0,70	1011,16	0,00	0,021	6,74	6,76
0,80	1170,02	0,00	0,026	7,80	7,83
0,90	1332,61	0,00	0,030	8,88	8,91
1,00	1499,00	0,00	0,034	9,99	10,03

SIMULAÇÃO ESCOAMENTO RESERVATÓRIO							
t (s)	I entrada (m ³ /s)	I(t)+I(t+dt)	2S(t)/dt-Q(t)	Q(t+dt)+2* S(t+dt)/dt	Qt (m ³ /s)	S (m ³)	Cota (m)
300	0,00	0,02	0,00	0,00	0,0000	0,00	0,00
600	0,02	0,19	0,02	0,02	0,0001	3,04	0,00
900	0,17	0,51	0,21	0,21	0,0003	31,62	0,02
1200	0,34	0,75	0,72	0,72	0,0005	108,66	0,08
1500	0,40	0,70	1,47	1,47	0,0007	220,38	0,16
1800	0,30	0,41	2,16	2,17	0,0012	324,88	0,24
2100	0,11	0,11	2,57	2,57	0,0013	385,58	0,28
2400	0,00	0,00	2,68	2,68	0,0014	401,81	0,29
2700	0,00	0,00	2,67	2,68	0,0014	401,39	0,29
3000	0,00	0,00	2,67	2,67	0,0014	400,98	0,29
3300	0,00	0,00	2,67	2,67	0,0014	400,56	0,29
3600	0,00	0,00	2,67	2,67	0,0014	400,15	0,29
3900	0,00	0,00	2,66	2,67	0,0014	399,73	0,29
4200	0,00	0,00	2,66	2,66	0,0014	399,32	0,29
4500	0,00	0,00	2,66	2,66	0,0014	398,91	0,29
4800	0,00	0,00	2,66	2,66	0,0014	398,49	0,29
5100	0,00	0,00	2,65	2,66	0,0014	398,08	0,29
5400	0,00	0,00	2,65	2,65	0,0014	397,67	0,29
5700	0,00	0,00	2,65	2,65	0,0014	397,25	0,29
6000	0,00	0,00	2,64	2,65	0,0014	396,84	0,29
6300	0,00	0,00	2,64	2,64	0,0014	396,43	0,29
6600	0,00	0,00	2,64	2,64	0,0014	396,02	0,29
6900	0,00	0,00	2,64	2,64	0,0014	395,61	0,29
7200	0,00	0,00	2,63	2,64	0,0014	395,20	0,29
7500	0,00	0,00	2,63	2,63	0,0014	394,79	0,29

A simulação continua, porém é muito extensa para ser anexada ao trabalho. A cópia da planilha pode ser solicitada ao autor.

Bacia de Detenção (simulação para tempo de retorno igual a 10 anos)

SAÍDA		
Orifício Circular		
C'	0,61	-
H'	1,7	m ²
Q	0,24	m ³ /s
Ac	0,069	m ²
Di	0,30	m
Vertedouro		
C'	0,64	-
L	2	m
Hc'	1,7	m
DIMENSÕES		
H	1	m
Afundo	3	m ²
Lf1	1	m
Lf2	3	m
Atopo	35	m ²
Lt1	5	m
Lt2	7	m
talude	2: 1	
VOLUME		
Volume útil	67,524	m ³
Vol. utilizado	0,87	m ³
Cota máxima	0,18	m
PARÂMETROS		
gravidade	9,806	m/s ²

TABELA AUXILIAR					
H (m)	S (m ³)	Qv rua (m ³ /s)	Qo (m ³ /s)	(2S/dt) (m ³ /s)	(2S/dt)+Q desc (m ³ /s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,10	0,39	0,00	0,06	0,00	0,06
0,20	0,98	0,00	0,08	0,01	0,09
0,30	1,84	0,00	0,10	0,01	0,11
0,40	2,99	0,00	0,12	0,02	0,14
0,50	4,50	0,00	0,13	0,03	0,16
0,60	6,41	0,00	0,14	0,04	0,19
0,70	8,76	0,00	0,16	0,06	0,21
0,80	11,62	0,00	0,17	0,08	0,24
0,90	15,01	0,00	0,18	0,10	0,28
1,00	19,00	0,00	0,19	0,13	0,31
1,10	23,63	0,00	0,19	0,16	0,35
1,20	28,94	0,00	0,20	0,19	0,40
1,30	35,00	0,00	0,21	0,23	0,45
1,40	41,83	0,00	0,22	0,28	0,50
1,50	49,50	0,00	0,23	0,33	0,56
1,60	58,05	0,00	0,24	0,39	0,62
1,70	67,52	0,00	0,24	0,45	0,69
1,80	77,98	0,12	0,25	0,52	0,89
1,90	89,45	0,34	0,26	0,60	1,19
2,00	102,00	0,62	0,26	0,68	1,56
2,10	115,67	0,96	0,27	0,77	2,00
2,20	130,50	1,34	0,28	0,87	2,48
2,30	146,56	1,76	0,28	0,98	3,02
2,40	163,87	2,21	0,29	1,09	3,59
2,50	182,50	2,70	0,29	1,22	4,21

SIMULAÇÃO ESCOAMENTO RESERVATÓRIO							
t (s)	I entrada (m ³ /s)	I(t)+I(t+dt)	2S(t)/dt-Q(t)	Q(t+dt)+2* S(t+dt)/dt	Qt (m ³ /s)	S (m ³)	Cota (m)
300	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00000	0,00	0,00
600	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00000	0,00	0,00
900	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00000	0,00	0,00
1200	0,00	0,08	0,00	0,00	0,00000	0,00	0,00
1500	0,08	0,08	-0,07	0,08	0,07888	0,87	0,18
1800	0,00	0,00	-0,02	0,01	0,02482	0,07	0,02
2100	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00000	0,00	0,00

Remoção de Contaminantes

CONCENTRAÇÃO DE POLUENTES DE ENTRADA						
t (min)	Qfinal (m³/s)	SST (mg/l)	DBO _{5, 20°C} (mg/l)	Amônia (mg/l)	Nitrito (mg/l)	Nitrato (mg/l)
10	0,002	202,9	3,9	0,59	0,02	0,59
15	0,186	4221,4	47,3	1,55	0,14	4,88
20	0,365	1816,4	49,2	1,35	0,28	1,86
25	0,408	755	37,3	0,94	0,2	1,46
30	0,248	1215,7	31,1	0,89	0,12	1,22
35	0,089	1020,35	25,5	0,79	0,095	1,135
40	0,013	825	19,9	0,69	0,07	1,05
Concentração Média						
SST (mg/l)		DBO _{5, 20°C} (mg/l)		Amônia (mg/l)	Nitrito (mg/l)	Nitrato (mg/l)
1.647,68		39,82		1,12	0,19	1,98
REMOÇÃO DE POLUENTES						
Parâmetros						
Hútil	0,5	m	temp.	15	°C	
As	1409	m²	Qfluxo	134,27	m³/dia	
Escoamento Superficial						
Remoção Carga Orgânica			Remoção Nitrogênio			
Kt	0,208	-	AMÔNIA			
Co	13,99	mg/L	HRT	3,19	dias	
Ci	39,82	mg/L	Kt	0,17	-	
d	0,60	m	TKN	1,12	mg/l	
n	0,80	-	NH ₄	0,64	mg/l	
Remoção Sólidos Suspensos Totais			NITRATO			
HLR	0,10	m/dia	Kt	0,50	-	
SSTi	386,14	mg/l	NO _{3i}	2,0	mg/l	
SSTo	44,05	mg/l	NO _{3o}	0,4	mg/l	
Escoamento Subsuperficial						
Remoção Carga Orgânica			Remoção Nitrogênio			
Kt	0,825	-	Amônia			
Co	4,99	mg/L	HRT	5,2	dias	
Ci	39,82	mg/L	rz	0,50	-	
d	0,60	m	KNH	0,08	mg/l	
n	0,40	-	Kt	0,07	-	
Sólidos Suspensos Totais			TKN	1,12	mg/l	
HLR	0,10	m/dia	NH ₄	0,79	mg/l	
SSTi	1647,68	mg/l	Nitrato			
SSTo	174,50	mg/l	Kt	0,50	-	
			NO _{3i}	2,0	mg/l	
			NO _{3o}	0,1	mg/l	
EFICIÊNCIA						
Poluente		Zona de Macrófitas		Bacia de Sedimentação		
Carga Orgânica		65%		0%		
SST (bacia de sedimentação)		21%		77%		
Amônia		42%		0%		
Nitrato		80%		0%		