LILIANE FROSINI ARMELIN

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DOS RESÍDUOS SÓLIDOS
VEICULADOS PELOS RIOS URBANOS JUNTO AOS VERTEDORES
DE ENTRADA DE RESERVATÓRIOS DE CONTROLE DE CHEIAS**

**São Paulo
2011**

LILIANE FROSINI ARMELIN

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DOS RESÍDUOS SÓLIDOS
VEICULADOS PELOS RIOS URBANOS JUNTO AOS VERTEDORES
DE ENTRADA DE RESERVATÓRIOS DE CONTROLE DE CHEIAS**

Tese apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção do
título de Doutor em Engenharia.

Área de Concentração:
Engenharia Hidráulica

Orientador:
Prof. Dr. Podalyro Amaral de Souza

**São Paulo
2011**

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência do orientador.

São Paulo, 16 de dezembro de 2011

Autor:

Orientador:

FICHA CATALOGRÁFICA

Armelin, Liliane Frosini

Estudo do comportamento dos resíduos sólidos veiculados pelos rios urbanos junto aos vertedores de entrada de reservatórios de controle de cheias / L.F. Armelin. -- São Paulo, 2011. 140 p.

Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental.

1. Resíduos sólidos 2. Enchentes urbanas 3. Reservatórios de detenção I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental II. t.

AGRADECIMENTOS

Ao nosso Pai Maior, sempre presente, amparando-me em todas as dificuldades.

Ao professor Dr. Podalyro Amaral de Souza, por tamanha boa vontade e paciência na orientação deste trabalho.

Ao professor Dr. José Rodolfo S. Martins, por ter me incentivado a desenvolver um tema tão relevante para as áreas urbanas, nos dias atuais.

À professora Dra. Maria de Fátima Souza Curi, pela grande amizade que tem demonstrado durante tantos anos e grande contribuição ao tema com as suas sugestões.

Ao professor Dr. Luis César de Souza Pinto, amigo sempre presente e pronto a ajudar.

Aos amigos que me acompanharam esses anos, compartilhando de minhas ideias e também contribuindo com suas preciosas sugestões, em especial a Cristiane Amaro e Mari Nishimura, pelo grande apoio e companheirismo.

A todos aqueles que muito me auxiliaram nas dificuldades encontradas em trabalhar com o modelo físico, pela constante boa vontade e pelo simples prazer em auxiliar; agradecimento especial àqueles que participaram da sua construção e me auxiliaram na sua manutenção.

À minha família, que me ajudou a encarar esse desafio, especialmente meu filho mais velho, Pedro, que não poupou esforços para me amparar nos momentos mais críticos.

Ao Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo (DAEE) e à Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH), onde pude dispor de tudo o que precisava para a elaboração do trabalho, bem como de informações relevantes, através de seus técnicos.

A todos os professores do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental (PHD) que contribuíram para o meu preparo para desenvolver esta pesquisa.

RESUMO

Este trabalho investigou o comportamento dos resíduos sólidos ao longo de soleiras laterais de reservatórios de retenção urbanos (piscinões). Esses reservatórios foram projetados segundo uma abordagem puramente hidráulica, que consiste no armazenamento de água de chuva, resultando em amortecimento de pico de cheias e minimizando a questão das inundações, porém um impacto não considerado é o grande acúmulo de resíduos sólidos no interior dessas estruturas. Para estudar o fenômeno e na tentativa de quantificação do montante que se acumula nos reservatórios em relação aos resíduos veiculados pelos rios, foi construído um modelo físico representativo de um córrego urbano, provido de um vertedor lateral que dá acesso a um piscinão. Realizaram-se simulações, que consistiram no lançamento de resíduos no canal e na observação do seu comportamento na passagem pela soleira lateral. Algumas alternativas de direcionamento dos resíduos também foram testadas, através da implantação de vigas defletoras, cujos resultados comprovaram a sua eficiência no direcionamento dos resíduos para o piscinão ou canal. Por fim, as investigações realizadas resultaram em contribuições importantes para a gestão dos sistemas de contenção de cheias das grandes cidades.

Palavras-chave: Resíduos sólidos. Enchentes urbanas. Reservatório de retenção.

ABSTRACT

The present research investigates the mechanisms of silting in detention reservoirs use for control of urban flooding caused by garbage, debris and rejects transported by urban runoff. Unfortunately the design of this reservoirs was based in hydraulics only, and the transport of siltation material by rivers was not considered. To study the phenomenon and in order to quantify the amount of accumulated waste according to total waste carried by rivers, a representative pilot scale model was built, provided with a lateral channel-shaped spillway that access the detention reservoir. Simulations have been ran, and the analysis method was to obtain a correlation between the waste entrainment rate from the side weir and the hydraulics variables. Some alternatives regarding the aiming of the waste were also tested by the implantation of deflector beams, whose efficiency in the aiming of waste to the reservoir or canal was proved. Finally, the inquiries generated in the present research resulted in important contributions regarding the management of flood containment systems in big cities.

Keywords: Solid residues. Urban flooding. Detention reservoirs.

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Modelo físico: vista geral de montante para jusante (Nov/2006).....	21
Figura 3.2 – Vertedor lateral no modelo físico (Nov/2006).....	22
Figura 4.1 – Bacia hidrográfica do Alto Tietê, na RMSP.....	24
Figura 4.1 – Bacia hidrográfica do Alto Tietê.....	26
Figura 4.2 – Diagrama simplificado da rede hidrográfica do Alto Tietê.....	29
Figura 4.3 – Reservatórios de retenção em operação na RMSP.....	30
Figura 5.1 – Hidrograma afluente e efluente de um reservatório de retenção de cheias.....	33
Figura 5.2 – Reservatório de retenção do tipo <i>in-line</i>	34
Figura 5.3 – Reservatório de retenção do tipo <i>off-line</i>	34
Figura 5.4 – Vista aérea de reservatório de retenção <i>in-line</i> – Reservatório Caguaçu – São Paulo.....	35
Figura 5.5 – Vista aérea de reservatório de retenção do tipo <i>off-line</i> – Reservatório Vila Rosa – Diadema.....	36
Figura 5.6 – Vertedor lateral no reservatório de retenção Rio das Pedras.....	38
Fonte: A autora.....	38
Figura 5.7 – Vertedor lateral do reservatório de retenção Sharp.....	39
Fonte: A autora.....	39
Figura 5.8 – Corte transversal de um canal contendo um vertedor lateral.....	40
Figura 5.9 – Vertedor lateral sob regime fluvial.....	41
Figura 5.10 – Vertedor lateral sob regime torrencial.....	41
Figura 5.11 – Características do escoamento ao longo de um vertedor lateral.....	42
Figura 6.1 – Variação da intensidade na liberação de materiais de assoreamento.....	51
Figura 6.2 – Localização das Usinas Elevatórias Pedreira e Traição no sistema Tietê/Pinheiros, na RMSP.....	53
Figura 6.3 – Resíduos sólidos acumulados junto à Usina Elevatória de Traição.....	54
Figura 6.4 – Áreas de monitoramento da bacia estudada em Coburg.....	56
Figura 6.5 – Localização das sub-bacias monitoradas em Cape Town.....	58
Figura 6.6 – Localização das Bacias Cancela e Alto da Colina.....	60
Figura 6.7 – Composição dos resíduos sólidos coletados nas Bacias Cancela e Alto da Colina (% volume).....	62
Figura 6.8 – <i>Litter booms</i> instalada no Rio Los Angeles.....	67
Figura 6.9 – Ecobarreira no Canal Marapendi, Recreio dos Bandeirantes-RJ.....	70
Figura 6.10 – Produção de modelos de resíduos sólidos.....	72
Figura 6.11 – Variação do índice de arrastamento de lixo para o reservatório de retenção – Estr. hidr. 14-10.....	73
Figura 6.12 – Variação do índice de arrastamento de lixo para o reservatório de retenção em relação à energia específica – Estr. hidr. 14-10.....	73

Figura 6.13 – Variação do índice de arrastamento de lixo para o reservatório de detenção em relação à capacidade de escoamento do vertedor lateral – Estr. hidr. 14-10.	74
Figura 7.1 – Locação dos pares de pontos (f, R) para a vazão mínima ensaiada – Diagrama de Rouse adaptado.	84
Fonte: Azevedo Netto modificado (1998)	84
Figura 7.2 – Esquema de implantação dos medidores de vazão no modelo reduzido.	87
Figura 7.3 – Sistema de alimentação do modelo – Tubulação de entrada e registro de controle.	88
Figura 7.4 – Vertedor triangular de saída do reservatório de detenção.	89
Figura 7.5 – Vertedor lateral.	89
Figura 7.6 – Vertedor retangular.	90
Figura 7.7 – Esquema indicativo das estruturas hidráulicas no modelo reduzido.	94
Figura 7.8 – Curvas de descarga medidas das estruturas hidráulicas estudadas.	95
Figura 7.9 – Relação entre o número de Froude e a capacidade de engolimento do vertedor.	96
Figura 7.10 – Tendências dos coeficientes de descarga em relação ao número de Froude, segundo alguns pesquisadores.	97
Figura 7.11 – Material de assoreamento e resíduos sólidos retirados do Reservatório do Bananal.	98
Figura 7.12 – Estiropor utilizado para a representação dos resíduos sólidos.	99
Figura 7.13 – Local de lançamento e coleta dos resíduos sólidos.	101
Figura 7.14 – Estiropor de diferentes diâmetros para a representação dos resíduos sólidos.	102
Figura 7.15 – Estufa em que foi realizada a secagem do estiropor.	104
Figura 7.16 – Pesagem de 28 gf de estiropor.	105
Figura 7.17 – Sistema de lançamento dos resíduos sólidos no canal.	106
Figura 7.18 – Esquema de realização dos ensaios com os resíduos sólidos.	107
Figura 7.19 – Estiropor com incremento de massa.	108
Figura 7.20 – Esquema de ensaios realizados com os resíduos vermelhos.	110
Figura 9.1 – Variáveis hidráulicas em relação ao arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão na situação sem defletor.	115
Figura 9.2 – Variáveis hidráulicas em relação ao arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão na situação sem defletor, com incremento de peso.	117
Figura 9.3 – Defletor utilizado para o direcionamento dos resíduos sólidos	118
Figura 9.4 – Defletor posicionado para dificultar a entrada dos resíduos no reservatório.	119
Figura 9.5 – Defletor posicionado para dificultar a entrada dos resíduos no reservatório, afastado 20 cm do vertedor lateral.	119
Figura 9.6 – Defletor posicionado para facilitar a entrada dos resíduos no reservatório.	119
Figura 9.7 – Variáveis hidráulicas em relação ao arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão na situação com defletor favorecendo o canal, sem afastamento.	121

Figura 9.8 – Variáveis hidráulicas em relação ao arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão na situação com defletor favorecendo o canal, sem afastamento, com incremento de peso.	122
Figura 9.9 – Variáveis hidráulicas em relação ao arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão na situação com defletor favorecendo o canal, com afastamento de 20 cm.	124
Figura 9.10 – Variáveis hidráulicas em relação ao arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão na situação com defletor favorecendo o canal, com afastamento de 20 cm, com incremento de peso.	125
Figura 9.11 – Variáveis hidráulicas em relação ao arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão na situação com defletor favorecendo o piscinão.	127
Figura 9.12 – Variáveis hidráulicas em relação ao arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão na situação com defletor favorecendo o piscinão, com incremento de peso.	128
Figura 9.13 – Taxa de arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão em relação à vazão vertida para o piscinão (resíduos brancos).	129
Figura 9.14 – Taxa de arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão em relação ao número de Froude imediatamente a montante da soleira lateral (resíduos brancos).	130
Figura 9.15 – Taxa de arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão em relação à vazão vertida (resíduos vermelhos).	131
Figura 9.16 – Taxa de arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão em relação ao número de Froude imediatamente a montante da soleira lateral (resíduos vermelhos).	131
Figura 10.1 – Taxa de arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão em relação ao número de ensaios (resíduos brancos).	133

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 – Disposição final dos resíduos sólidos de origem doméstica.....	19
Tabela 4.1 – Vazões de restrição no Rio Tietê.	27
Tabela 4.2 – Montante de material retirado de reservatórios de contenção de cheias na RMSP.....	32
Tabela 5.1 – Características de reservatórios de contenção de cheias implantados na RMSP.....	37
Tabela 5.2 – Expressões para a determinação do coeficiente de descarga C_d	48
Tabela 6.1 – Produção de resíduos sólidos <i>per capita</i> em diferentes locais do planeta.....	50
Tabela 6.2 – Quantidade de lixo retirada no Canal Pinheiros – São Paulo.	53
Tabela 6.3 – Resultado da quantificação de resíduos sólidos na drenagem urbana de algumas cidades.	55
Tabela 6.4 – Resultados do monitoramento de resíduos sólidos em Coburg, no dia 27/01/1995.	56
Tabela 6.5 – Resultados do monitoramento de resíduos sólidos em Coburg, no dia 06/04/1995.	56
Tabela 6.6 – Resultados do monitoramento em Cape Town.	59
Tabela 6.7 – Características das bacias hidrográficas estudadas em Santa Maria/RS.	60
Tabela 6.8 – Resultados das coletas de resíduos sólidos no sistema de drenagem nas Bacias Hidrográficas Cancela e Alto da Colina.....	61
Tabela 6.9 – Quantificação de resíduos sólidos nas bacias hidrográficas de Santa Maria/RS.	63
Tabela 6.10 – Quantificação dos resíduos sólidos dos vários estudos abordados.....	64
Tabela 6.11 – Composição média dos resíduos sólidos da bacia em Porto Alegre (peso). .	66
Tabela 6.12 – Resíduos sólidos coletados nas ecobarreiras do Rio de Janeiro (kgf).....	69
Tabela 6.13 – Taxa de resíduos sólidos gerada em algumas bacias urbanas do Rio de Janeiro.	69
Tabela 6.14 – Dados do protótipo e do modelo na modelação em volume dos resíduos sólidos.....	71
Tabela 7.1 – Características do escoamento na condição de vazão mínima.	81
Tabela 7.2 – Características geométricas do modelo físico.	86
Tabela 7.3 – Características hidráulicas dos escoamentos segundo o arranjo utilizado (ensaios preliminares).	94
Tabela 7.4 – Resultados das simulações realizadas sem os resíduos sólidos.....	94
Tabela 7.5 – Relação entre o protótipo e o modelo de resíduo sólido (estiropor).	100
Tabela 7.6 – Peso do protótipo e do modelo de alguns resíduos sólidos veiculados pelos rios urbanos no Brasil.....	102
Tabela 7.7 – Relação entre a massa e o volume dos resíduos brancos e vermelhos.	109
Tabela 9.1 – Resultados dos ensaios com resíduos sólidos na situação sem defletor.	114

Tabela 9.2 – Resultados dos ensaios com resíduos sólidos na situação sem defletor, com incremento de peso.	116
Tabela 9.3 – Resultados dos ensaios com resíduos sólidos com defletor favorecendo o canal, sem afastamento do vertedor lateral.	120
Tabela 9.4 – Resultados dos ensaios com resíduos sólidos na situação com defletor favorecendo o canal, sem afastamento, com incremento de peso.	122
Tabela 9.5 – Resultados dos ensaios com resíduos sólidos com defletor favorecendo o canal, com afastamento de 20 cm do vertedor lateral.	123
Tabela 8.6 – Resultados dos ensaios com resíduos sólidos na situação com defletor favorecendo o canal, com afastamento de 20 cm, com incremento de peso.	125
Tabela 9.7 – Resultados dos ensaios com resíduos sólidos com defletor favorecendo o piscinão.	126
Tabela 9.8 – Resultados dos ensaios com resíduos sólidos na situação com defletor favorecendo o piscinão, com incremento de peso.	128

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

Cetesb	Companhia Ambiental do Estado de São Paulo
CTH	Centro Tecnológico de Hidráulica
DAEE	Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo
Eletropaulo	Eletricidade de São Paulo
EMAE	Empresa Metropolitana de Águas e Energia
FCTH	Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica
Febracom	Federação das Cooperativas de Catadores de Materiais Recicláveis
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
Inea	Instituto Estadual do Ambiente
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
PDMAT	Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê
PET	Politereftalato de Etileno
RMSP	Região Metropolitana de São Paulo
RNC	Reservatório de Nível Constante
Sabesp	Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo
USP	Universidade de São Paulo

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
2 OBJETIVOS.....	20
3 MÉTODO.....	21
4 O PLANO DIRETOR DE MACRODRENAGEM DA BACIA DO ALTO TIETÊ	23
4.1 Introdução.....	23
4.2 A bacia do Alto Tietê.....	25
4.3 Diagnóstico hidráulico-hidrológico do Rio Tietê.....	27
4.4 Dez anos de PDMAT.....	30
5 RESERVATÓRIOS DE CONTROLE DE CHEIAS	33
5.1 Definição e classificação.....	33
5.2 Dispositivo hidráulico de engolimento e vertimento lateral.....	38
5.2.1 Considerações gerais.....	38
5.2.2 Vertedor lateral retilíneo de parede delgada	40
5.2.3 Outros coeficientes de descarga	47
6 RESÍDUOS SÓLIDOS NA DRENAGEM URBANA	49
6.1 Geração de resíduos sólidos urbanos	49
6.2 Estudos existentes.....	51
7 ESTUDO EXPERIMENTAL	76
7.1 Introdução.....	76
7.2 Estudos de semelhança	76
7.2.1 Condições de semelhança	77
7.2.2 Critério de semelhança de Froude	85
7.2.3 Determinação da escala do modelo.....	86
7.2.4 Esquema de funcionamento do modelo reduzido	87
7.3 Aspectos de construção do modelo.....	87
7.4 Instrumentação utilizada	90
7.4.1 Medição de Vazão.....	90

7.4.2 Medição de nível d'água	91
7.5 Parâmetros hidráulicos	91
7.5.1 Vazão no modelo	91
7.5.2 Largura do canal de aproximação	91
7.5.3 Velocidade	92
7.5.4 Número de Froude	92
7.5.5 Coeficiente de descarga do vertedor lateral:	93
7.6 Comportamento hidráulico do modelo físico	93
7.6.1 Introdução dos resíduos sólidos no modelo físico.....	97
7.6.2 Considerações preliminares dos ensaios com resíduos sólidos	100
7.6.3 Incremento de massa dos “resíduos sólidos”	107
8 ANÁLISE DIMENSIONAL.....	111
9 ESTUDO ANALÍTICO	114
9.1 Ensaios realizados sem defletores.....	114
9.2 Ensaios realizados com defletores.....	118
9.2 Considerações sobre as alternativas estudadas	129
10 CONCLUSÕES	132
REFERÊNCIAS.....	136
BIBLIOGRAFIA CONSULTADA	140

1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento do processo de planejamento urbano e regional requer a integração dos diversos fatores relacionados à infraestrutura urbana; entretanto, o uso e a ocupação do solo têm sido feitos com base apenas no desenvolvimento econômico, o que trouxe sérias consequências ao meio ambiente das cidades.

Entre as diversas agressões ambientais que ocorrem no ambiente urbano, estão aquelas referentes aos recursos hídricos, como o descaso com a ocorrência de erosão, o lançamento de lixo e entulho nos corpos d'água, os despejos de esgoto e efluentes industriais, além da invasão dos leitos por ocupação subnormal. Além disso, o crescimento populacional e a ocupação desordenada, além da impermeabilização do solo, trouxeram o problema das inundações e dos resíduos veiculados por elas, de modo que lixo de toda espécie é retirado dos córregos e a necessidade de desassoreamentos é frequente.

Durante muito tempo, no Brasil, vigorou o conceito de execução de obras para que a onda de cheia fosse transferida à jusante, porém as calhas dos rios e córregos tinham que ser cada vez maiores, para absorver novas vazões geradas pela impermeabilização do solo e supressão de várzeas, consequências da urbanização vertiginosa. Assim, inundações frequentes ocorreram durante muitos anos, pois não se conseguia aumentar o sistema de drenagem na mesma velocidade em que ocorria a urbanização.

Ainda, com o tempo, surgiram grandes limitações físicas das calhas dos córregos e rios, que escoavam por áreas que não ofereciam mais espaço para o seu incremento. Foi necessária, portanto, a mudança do conceito de manejo de drenagem, cujo objetivo passou a ser a restrição da massa de água na bacia de origem, não sobrecarregando ainda mais a macrodrenagem. Dessa forma, foram adotados como alternativas os reservatórios de retenção, mais comumente chamados piscinões, estruturas que estão cumprindo um importante papel no controle de enchentes das grandes cidades brasileiras, retraindo as águas em excesso e evitando ou minimizando o transbordamento.

Nesse sentido, ao longo dos últimos anos, foram implantados inúmeros reservatórios de retenção na Região Metropolitana de São Paulo (RMSP), com o

objetivo de minimizar os episódios de enchentes urbanas, que, durante décadas, trouxeram prejuízos aos municípios da região. Posteriormente, essas estruturas passaram a fazer parte do Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê (PDMAT), que, de uma forma integrada e abrangente, analisou a região como um todo e elaborou ações corretivas e preventivas no sentido de equacionar os problemas da bacia do Alto Tietê relativos às inundações.

O sistema de planejamento estabelecido pelo PDMAT fundamentou-se no princípio de que os principais cursos d'água que compõem o sistema de macrodrenagem da bacia não comportam qualquer tipo de escoamento que supere as capacidades atuais ou previstas nos projetos que se encontram em implantação. Assim, para evitar novas ampliações desses rios, que deparariam com severas restrições e interferências no meio urbano, além de altos custos, foi prevista a implantação de inúmeros reservatórios de detenção, os quais, além do amortecimento da onda de cheia, têm a finalidade de promover a deposição de resíduos sólidos, que podem ser sedimentos siltes arenosos, provenientes da erosão causada pelas águas pluviais sobre solos e aterros, ou entulho inerte areno-pedregoso, proveniente de obras e da desagregação de pavimentos ou resíduos urbanos (papéis, vidros, metais, plásticos, tecidos, matéria orgânica etc.).

Grande parte desses materiais, que são veiculados pelos rios, acaba depositada nos leitos dessas estruturas, causando aspecto negativo, odores desagradáveis, proliferação de vetores e grande rejeição da população que vive no entorno. Por outro lado, os resíduos que seguem rio abaixo, levados pelo escoamento, não causam problemas menores, pois se acumulam nas estruturas de retenção à jusante ou na própria calha do curso principal.

Nesse contexto, recursos vultosos têm sido aplicados ao longo dos anos para o desassoreamento de rios e córregos que transportam grande carga sólida, uma vez que ações de controle na bacia hidrográfica são praticamente inexistentes. Todavia, a quantidade de resíduos sólidos encontrada no sistema de drenagem urbana pode ser influenciada por uma série de fatores, tais como:

- tipo de ocupação do solo: a ocupação da bacia hidrográfica exerce grande influência na produção de resíduos sólidos. Estudos realizados na África do Sul, por Marais, Armitage e Wise (2004), demonstraram essa influência através do estudo da produção de resíduos sólidos em áreas residenciais

de baixa, média e alta rendas, além de em áreas industrial e comercial. Os autores concluíram que as áreas residenciais ocupadas por população de baixa renda apresentavam maior quantidade de resíduos sólidos na drenagem urbana, assim como as áreas comerciais; já as áreas industriais e residenciais ocupadas por população de média e alta rendas apresentaram montantes menores de resíduos na rede de drenagem;

- características dos eventos de precipitação e do período de estiagem: para que os resíduos sólidos sejam encaminhados à rede de drenagem, é necessário ocorrer o escoamento superficial das águas de chuva. Então, quanto maior o volume precipitado, maior é a probabilidade de esse fato ocorrer;
- limpeza das ruas e regularidade da limpeza: o estudo citado anteriormente, realizado por Marais, Armitage e Wise (2004), também analisou a influência da varrição pública e sua frequência, concluindo-se que esse serviço reduz a quantidade de resíduos na drenagem;
- forma de acondicionamento dos resíduos sólidos: o armazenamento realizado de forma inadequada pode permitir indesejável liberação, pois recipientes cheios e não cobertos podem constituir fontes liberadoras de resíduos para o meio ambiente;
- horário de apresentação dos resíduos sólidos para coleta: resíduos expostos muito antes do horário de coleta têm maior probabilidade de não serem coletados, devido a fatores que podem ocorrer nesse período, que permitam a sua liberação da forma acondicionada para o sistema viário;
- existência ou não de programas de reciclagem: é fato que um programa de reciclagem resulta em redução considerável do volume do lixo descartado pela população;
- programas de educação ambiental: a educação ambiental, no Brasil, tornou-se lei em 27 de abril de 1999 e, a partir dessa data, transformou-se em um componente essencial e permanente da educação nacional, uma vez que o processo educativo brasileiro incluiu-a em todos os níveis e modalidades. No entanto, a conscientização da população quanto às consequências ao meio ambiente provenientes de práticas indesejadas é um processo de longo prazo, que ainda não se consolidou;

- características das vias públicas: quanto maior a declividade da via, maior é a velocidade da água do escoamento superficial e mais rápido é o transporte dos resíduos sólidos num evento de chuva. Também, vias muito estreitas, que não permitem a circulação de caminhões de coleta, acumulam maior quantidade de resíduos;
- características da bacia hidrográfica: se a bacia encontra-se no estágio em que a urbanização inicia, sendo removida a proteção natural do terreno, observa-se grande quantidade de material de assoreamento nos corpos d'água, sendo a quantidade de resíduos sólidos de origem doméstica ínfima. Já com a consolidação da urbanização, observa-se a redução do material de assoreamento e o incremento de resíduos (lixo).

O controle da bacia hidrográfica, no que se refere à produção de assoreamento e resíduos sólidos, requer ações de longo prazo, as quais envolvem interferências que necessitam ocorrer de forma integrada. Entretanto, a gestão integrada da bacia hidrográfica é algo que ainda está sendo assimilado pelo poder público e, embora esse processo já tenha sido iniciado, requer tempo para que seja definitivamente consolidado.

Além disso, no Brasil, há poucos estudos sobre a carga de resíduos sólidos veiculada pelos recursos hídricos, além de não existirem estudos sobre qual parcela do lixo veiculado contribui efetivamente para os reservatórios de retenção. Na verdade, apenas se vislumbra que existem alguns fatores hidráulicos que exercem influência sobre esse processo, como a vazão, a largura do canal e a altura do vertedor lateral.

Cumprе ressaltar que o termo 'resíduos sólidos' é muito amplo e engloba desde o material proveniente de assoreamento, como silte e areia, até o lixo de grande porte que geralmente é visto em rios e córregos, como móveis de residências e peças de automóveis. No presente estudo, os resíduos sólidos a serem analisados são apenas os resíduos urbanos, cuja origem pode ser classificada da seguinte maneira:

- domiciliar: produzido em unidades habitacionais;
- comercial: produzido em estabelecimentos comerciais e de serviços;
- público: resíduos das vias públicas, terrenos baldios e vegetação;
- resíduo da construção civil: madeira, tijolos, amianto, metais etc.

O arrastamento desse material para os corpos d'água é realizada, principalmente, pelo escoamento superficial, sendo que a impermeabilização aumenta tanto a frequência com que a bacia produz esse escoamento, quanto a velocidade deste, gerando maior capacidade de arraste. Ainda, as redes de drenagem urbana são responsáveis pela veiculação dessas cargas e acabam sendo importantes fontes de degradação dos corpos hídricos receptores.

Da mesma forma, a ocupação irregular em áreas de preservação permanente, correspondentes às margens dos rios e córregos, que ocorre frequentemente nas grandes e médias cidades brasileiras, constitui importante fator a ser considerado para explicar a grande quantidade de resíduos sólidos nos recursos hídricos. Essa é uma questão bastante grave, pois não se trata apenas de um problema ambiental, mas, sobretudo, de um problema socioeconômico, que reflete as condições de moradia da região e atinge diretamente uma parcela da população que não tem acesso a ela, uma vez que a maior parte dessas moradias encontra-se em áreas sujeitas a inundações.

Várias são as legislações que tratam da preservação das áreas que margeiam os corpos d'água, uma vez que a sua preservação e conservação são de extrema importância para o equilíbrio ambiental, o amortecimento de cheias e a qualidade das águas dos rios. No entanto, o que se tem observado frequentemente é a ocupação, exatamente pelo fato de essas áreas encontrarem-se desocupadas.

Muitas dessas áreas irregulares não contam com serviços públicos, inclusive a coleta do lixo; em outros casos, a coleta municipal existe, porém a ocupação é desordenada a ponto de impossibilitar a circulação de caminhões responsáveis por esses serviços. O resultado é o não recolhimento do montante, que acaba sendo arrastado pelo escoamento superficial, ou a utilização dos córregos e rios como destinação final dos resíduos.

Nesse sentido, trabalho realizado por Armelin (2005) na sub-bacia do córrego Bananal, localizada na zona norte da RMSP e que contava com, aproximadamente, 140.000 habitantes (Censo 2000), cuja urbanização contempla, inclusive, ocupação subnormal ao longo dos córregos, indica as seguintes informações:

Tabela 1.1 – Disposição final dos resíduos sólidos de origem doméstica.

Situação de coleta de RS	Domicílios
Domicílios	37.040
Total coletado de RS	35.412
Total coletado de RS por caminhão	33.342
Total coletado de RS em caçamba	2.070
Total de RS queimado	88
Total de RS enterrado	0
Total de RS lançado em terreno	956
Total de RS lançado em corpos d'água	169
Outros destinos	189

Fonte: Adaptado de Armelin (2005, p. 113).

Obs.: RS = Resíduo Sólido.

Com os dados da Tabela 1.1, pode-se afirmar que 1.628 domicílios não contavam com a coleta de resíduos pela municipalidade e que, provavelmente, uma grande parcela desse montante tenha sido arrastada para os recursos hídricos da bacia, o que também acontece em inúmeras outras bacias urbanas, que se encontram na mesma situação.

Diante do exposto, cumpre informar que o presente trabalho terá um enfoque mais direcionado às consequências desses processos, ou seja, na fase em que os resíduos já se encontram no escoamento da calha do rio, causando não apenas os impactos ambientais já citados, como também prejudicando o funcionamento dos reservatórios de retenção implantados para minimizar os problemas de inundação nas bacias urbanas.

2 OBJETIVOS

Este trabalho consiste no estudo do processo de transporte de resíduos sólidos pelos rios e comportamento destes ao longo dos vertedores laterais de reservatórios de detenção urbanos. Para tanto, os estudos foram elaborados a partir da análise de simulações executadas em modelo reduzido representativo, no qual as estruturas hidráulicas (defletores) foram testadas, a fim de facilitar ou evitar a entrada dos resíduos nos reservatórios.

O primeiro objetivo que se almeja com a elaboração deste estudo é a busca do conhecimento do funcionamento hidráulico do sistema, ou seja, a observação em modelo físico do comportamento das variáveis hidráulicas, para a sua prevenção em sistemas reais implantados e em funcionamento e dos casos que serão implantados no futuro. Nesse sentido, a inclusão dos defletores permite a avaliação da sua influência na capacidade de descarga do vertedor lateral, bem como da sua influência sobre o direcionamento dos resíduos.

Um segundo objetivo diz respeito ao problema ambiental. Uma vez que os resíduos sólidos acumulados nos leitos dos reservatórios de detenção também causam impactos significativos caso estejam distribuídos ao longo da calha do rio, há a necessidade de uma avaliação global do sistema, escolhendo a alternativa menos impactante para cada reservatório implantado nele.

3 MÉTODO

Neste estudo, o método utilizado consiste na representação de um córrego urbano que possui, a certa altura de sua calha, um elemento de extravasão da vazão para um reservatório de retenção, sendo que esse extravasamento ocorre através de um vertedor lateral de soleira retilínea, quando o nível da água eleva-se por ocorrência de precipitações consideráveis na bacia hidrográfica. Assim, a água excedente adentra o reservatório de retenção, ficando lá armazenada, sendo eliminada posteriormente através de dispositivos de saída.

De início, elaborou-se um projeto baseado em alguns reservatórios de retenção que operam na RMSP, de modo que o projeto final, se simulado em escala 1:13, representou as características médias geométricas dos reservatórios analisados.

A representação do sistema descrito foi feita através da construção de um modelo físico tridimensional, no pátio do laboratório de hidráulica da Universidade de São Paulo (USP) (Figuras 3.1 e 3.2), cujo canal possuía largura de 0,40 m e comprimento total de 10 m. Já a abertura lateral representando o vertedor foi implantada com largura de 1 m.

Figura 3.1 – Modelo físico: vista geral de montante (Nov/2006).

Figura 3.2 – Vertedor lateral no modelo físico (Nov/2006).

Para a representação dos resíduos sólidos veiculados nos rios e córregos, foi escolhido um material bem leve, com certa representatividade em relação à massa: o estiropor.

Assim, representado o sistema hidráulico e de resíduos sólidos, deu-se início às simulações, com o objetivo de caracterizar várias situações diferentes, as quais consistiam em variação de vazão, de altura da soleira extravasora ou da comporta reguladora de fundo, observando-se o comportamento dos resíduos sólidos, que eram gradativamente acrescentados ao escoamento, em relação à soleira extravasora.

Posteriormente, estruturas defletoras foram acrescentadas ao sistema, com a finalidade de direcionar os resíduos, e novamente foram realizadas simulações para a observação do comportamento dos resíduos em relação ao vertedor lateral.

Após o término dos ensaios, os dados foram organizados em tabelas e analisados, além de terem sido elaborados vários gráficos mostrando as relações entre as variáveis envolvidas. Dessa forma, chegou-se a algumas conclusões.

4 O PLANO DIRETOR DE MACRODRENAGEM DA BACIA DO ALTO TIETÊ

4.1 Introdução

O gerenciamento da drenagem urbana está associado ao planejamento urbano, uma vez que praticamente todo espaço retido pela urbanização, outrora destinado ao armazenamento natural oferecido pelas áreas permeáveis, várzeas e talvegues naturais, foi substituído por áreas impermeáveis, sendo que a prática das canalizações, que aceleram o escoamento dos rios e córregos, contribuiu para agravar o problema.

Nesse contexto, as intervenções pontuais tornaram-se ineficazes, pois apenas transferiam o problema à jusante, sem resolvê-lo, de modo que surgiu a necessidade de olhar a bacia hidrográfica como um todo, elaborando ações corretivas e preventivas. Passou-se, então, a pensar sobre esses problemas de maneira integrada e abrangente.

Em regiões como a Grande São Paulo, inserida na bacia de drenagem do Alto Tietê (Figura 4.1), praticamente todo espaço ocupado pelo desordenado processo de urbanização, anteriormente destinado ao armazenamento propiciado pelas áreas permeáveis e várzeas, foi substituído por novas áreas inundáveis, sendo que a prática de canalização dos rios e córregos, como informado anteriormente, piorou o problema, pois alterou o comportamento das enchentes, amplificando os picos de vazão. Assim, depois de décadas tentando resolver a questão das inundações com a mesma prática, a solução dos problemas gerados passou a requerer grande esforço e muitos recursos.

Figura 4.1 – Bacia hidrográfica do Alto Tietê, na RMSP.

Fonte: Felix (2008).

A necessidade de um plano para equacionar os problemas da Bacia do Alto Tietê já era sentida de longa data pelos órgãos responsáveis pela drenagem urbana da região, sendo necessário que tal planejamento fosse o mais abrangente possível, envolvendo, em sua realização, os representantes dos diversos agentes e órgãos responsáveis pela gestão da infraestrutura, saneamento básico e meio ambiente, bem como a sociedade civil como um todo.

O sistema de planejamento estabelecido pelo PDMAT deu prioridade, numa visão conjunta, aos problemas mais importantes das diversas sub-bacias do sistema do Alto Tietê, fundamentando-se no princípio de que os principais cursos d'água que compõem o denominado sistema de macrodrenagem da bacia – rios Tietê, Pinheiros e Tamanduateí – não comportam qualquer tipo de escoamento que supere as capacidades atuais ou previstas nos projetos que se encontram em implantação. Desse modo, uma nova ampliação desses rios depararia com severas restrições e interferências do meio urbano, além de ter custos muito altos.

Com isso, o Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo (DAEE) desenvolveu os termos de referência do primeiro PDMAT, compostos por um conjunto de diretrizes que constituiu consenso da comunidade técnica e da representação da sociedade.

O PDMAT (1998), portanto, foi elaborado para disciplinar e controlar as inundações na bacia, sendo sua condução voltada de modo que não se tornasse apenas um plano de obras, mas um instrumento regulador e referencial técnico e estratégico que condicionasse as intervenções dos municípios, definindo, ao mesmo tempo, os instrumentos políticos institucionais e econômico-financeiros de viabilização, no contexto das ações estruturais e não estruturais, necessárias às melhorias do sistema de drenagem urbana da RMSP.

Conceitualmente, as premissas básicas consideradas na formulação do plano são as seguintes:

- a unidade de gerenciamento da drenagem é a bacia hidrográfica;
- a eliminação de áreas de inundação implicará a sua relocação à jusante;
- o planejamento deve ser multidisciplinar e harmonizado com outros planos e projetos das demais utilidades;
- deve-se garantir a sua sustentabilidade, tanto em nível institucional quanto ambiental e econômico.

Esse estudo global diagnosticou os problemas existentes ou previstos no horizonte do projeto (2020) e determinou, sob o ponto de vista técnico, econômico e ambiental, as soluções mais interessantes, além de definir um cronograma para essas ações. Além disso, os procedimentos de análise hidráulica e hidrológica foram uniformizados, o que harmonizou as ações dos diversos órgãos das administrações estaduais e municipais e das concessionárias responsáveis pelo gerenciamento da drenagem urbana nos vários municípios envolvidos. Assim, as intervenções foram mais eficazes e econômicas.

4.2 A bacia do Alto Tietê

A bacia hidrográfica do Alto Tietê, com área aproximada de 5.650 km², engloba praticamente todos os municípios da RMSP (Figura 4.2) e essa extensa região drena quase integralmente para um único rio, o Tietê. Aliás, a RMSP talvez seja a área mais

densamente ocupada do mundo inteiro; infelizmente, essa ocupação foi feita de forma desordenada e desprovida de planejamento urbano.

As áreas dos rios Tietê e Tamanduateí, por exemplo, foram escopo de vários estudos desde 1890. Apenas no trecho do Rio Tietê compreendido entre o Rio Tamanduateí e Osasco, a vazão de projeto, que inicialmente era de 174 m³/s, elevou para 400 m³/s no projeto de Saturnino Brito (1925), depois para 650 m³/s no Plano Hibrace (1968) e, finalmente, para 1.188 m³/s no projeto Promon (1986).

Atualmente, a partir dos diagnósticos disponíveis no PDMAT, um extenso plano de redução dos picos de enchentes, através da implantação de bacias de retenção, vem sendo empreendido pelo DAEE nas bacias do Tamanduateí, Pirajussara e Aricanduva. No entanto, apesar de todos os esforços empreendidos, ainda ocorrem vários pontos de alagamento, com consequências já bastante conhecidas, como transtornos no transporte, depreciação das áreas dos imóveis e problemas de saúde pública.

Figura 4.1 – Bacia hidrográfica do Alto Tietê.

Fonte: COMITEAT (2005).

Ainda, no PDMAT, estão identificadas, em cada bacia hidrográfica analisada, as causas principais das inundações, os pontos de estrangulamento e as propostas de medidas mais adequadas que restringem o aporte de vazões aos rios e canais de macrodrenagem, compatibilizando-as às capacidades existentes ou indicando obras de melhoria necessárias, evitando-se as soluções pontuais tão utilizadas no passado.

Para que tudo isso se concretize, foram identificadas as “vazões de restrição” nos rios principais e nos seus inúmeros afluentes; essa limitação nos picos de vazão, definida por critérios técnico-econômicos e ambientais, implica a retenção dos volumes de cheia, de preferência o mais próximo possível da área onde foram gerados. Além disso, foi necessária a observação de novos critérios hidráulicos no projeto de canalizações, como, por exemplo, a redução da velocidade do escoamento.

Por fim, cabe informar que as atividades gerais do PDMAT foram iniciadas em 1998, tendo sido também realizados diagnósticos individualizados para as sub-bacias julgadas prioritárias.

4.3 Diagnóstico hidráulico-hidrológico do Rio Tietê

O diagnóstico hidráulico-hidrológico do Rio Tietê, no trecho entre a barragem da Penha e a barragem Edgard de Souza, compreendeu, fundamentalmente, a verificação das condições no início da elaboração do PDMAT, estimando-se a sua capacidade de vazão em função das linhas da água, bem como as afluências no horizonte de 2020, e a análise do desempenho do sistema após as obras de rebaixamento e ampliação da calha, as quais já foram finalizadas.

A Tabela 4.1 mostra as vazões de restrição para todos os trechos estudados do Rio Tietê ($TR^1=100$ anos).

Tabela 4.1 – Vazões de restrição no Rio Tietê.

Trecho	Vazão de restrição (m³/s)
Barragem da Penha – Aricanduva	500
Aricanduva – Tamanduateí	560
Tamanduateí – Cabuçu de Baixo	1000
Cabuçu de Baixo – Pinheiros	1050
Barueri – Cotia	1200
Barragem Edgard de Souza	1400

Fonte: Armelin (2005, p. 72).

¹ Tempo de Retorno.

Para essas estimativas de vazão, foram adotadas algumas hipóteses, de maneira que as obras de ampliação atendam efetivamente aos propósitos de controle de enchentes, tais como:

- a bacia a montante da barragem da Penha, com cerca de 2.000 km², deve continuar com reduzidas contribuições de vazões nos instantes de picos de cheias no trecho Penha – Edgard de Souza, pois, nessa região, ainda existem várzeas. De fato, o projeto Várzeas do Tietê, iniciado na década passada, surgiu diante dessa necessidade, tendo como objetivo geral a recuperação das várzeas remanescentes na bacia do Alto Tietê, desde o trecho a montante da barragem da Penha até a nascente do Rio Tietê, contemplando uma área de 70 a 90 km² (BRASIL, 2008);
- a contribuição do Tamanduateí não deve superar os 480 m³/s, que é a máxima vazão veiculada pela sua calha sem extravasamento;
- o canal Pinheiros deve operar no sentido Tietê – Billings nos eventos críticos, o que atualmente ocorre;
- os serviços de desassoreamento da calha do rio Tietê devem ser contínuos.

A Figura 4.3 mostra um esquema resumido dos principais afluentes do Rio Tietê e os trechos para os quais estão contribuindo.

Figura 4.2 – Diagrama simplificado da rede hidrográfica do Alto Tietê.

Fonte: Armelin (2005, p. 74).

4.4 Dez anos de PDMAT

Após 10 anos do início do plano, no qual foi avaliada a situação da drenagem urbana na bacia do Alto Tietê, além de diagnosticados os problemas e dimensionadas as intervenções necessárias, surgiu em 2008 a necessidade de elaborar uma avaliação da implantação das obras e medidas previstas e dos seus impactos na grande questão das inundações urbanas e, com isso, fazer novas intervenções, se necessárias.

Entre as obras realizadas nesse período, foram implantados 42 reservatórios de contenção de cheias, tendo sido 24 deles construídos pelo Estado e 18, por iniciativas das prefeituras (FELIX, 2008). Na Figura 4.4, é possível visualizar um resumo sobre a situação em 2008; cumpre informar que, nos dois anos seguintes, foram inaugurados os 4 reservatórios remanescentes, indicados, nessa ilustração, como em obras, totalizando 46 reservatórios em operação na RMSP.

Figura 4.3 – Reservatórios de retenção em operação na RMSP.

Fonte: Felix (2008).

Já para o horizonte do projeto (2020), o PDMAT previu 160 reservatórios de contenção de cheias, porém muitas áreas que abrigariam essas estruturas foram ocupadas com outros projetos de cunho político, principalmente projetos habitacionais de interesse social, cuja finalidade foi suprimir o déficit habitacional existente na RMSP.

Esse incremento populacional e a impermeabilização resultaram em mudanças na paisagem urbana, que precisam ser avaliadas e adequadas ao estudo. Portanto, para atingir a meta prevista, faz-se necessário encontrar outras áreas desocupadas ou investir em projetos que liberem as margens dos córregos da urbanização, devolvendo partes das várzeas ao seu estado natural e, assim, possibilitando um melhor escoamento das águas na ocasião das chuvas. Nesse sentido, a revisão do PDMAT foi finalizada e no momento, uma terceira fase, o PDMAT 3, encontra-se em fase de elaboração.

Esses fatos implicam o entendimento de que, ao longo do tempo, novas unidades de contenção surgirão, enquanto existirem problemas de inundações, sendo que a implantação do PDMAT 1 foi apenas o marco inicial de um processo que pode ser muito longo. Infelizmente, somente a implantação do reservatório de retenção não basta para que o sistema de contenção de picos de cheia funcione adequadamente; é necessária a sua manutenção. Todavia, as prefeituras enfrentam grandes dificuldades na execução dessa manutenção, sobretudo em virtude das variáveis sazonais dos reservatórios, além da diversidade das suas características técnicas, geométricas e locais e das distintas estruturas administrativas de cada município. Em outras palavras, em nenhuma prefeitura existe ainda uma unidade que centralize a integralidade dos serviços de zeladoria e manutenção, estando a execução dos serviços diluída em diversas secretarias, constituindo apenas parte de um montante maior de serviços similares, prestados pela administração direta, em alguns casos, e por contratos de terceirização, em outros.

Tal manutenção faz-se necessária pois, em alguns reservatórios, há acúmulo excessivo de resíduos sólidos (solo e lama orgânica) e lixo domiciliar, além do lixo de grande porte (pneus, móveis e colchões), o qual pode prejudicar o funcionamento hidráulico da estrutura, devido aos seguintes fatores:

- redução da capacidade útil dos reservatórios;
- obstrução de grades e bombas de recalque;

- dificuldade na retirada do material sólido, na época das chuvas, cujo teor de umidade não alcançou o índice solicitado pelo aterro de destino final;
- significativo grau de contaminação orgânica e química do material acumulado;
- custos elevados na remoção do material para aterros controlados.

Enfim, mais do que construir reservatórios, é necessário manter os existentes, de modo que os investimentos não sejam anulados, pois de que adianta a redução das enchentes se a população que mora nas proximidades dos reservatórios tem que enfrentar continuamente mau cheiro, ratos e lixo de toda espécie, que ameaçam a saúde pública? Nesse contexto, quantificar a produção do resíduo sólido é de grande importância para que os serviços de manutenção possam ser estimados e previstos pelas administrações municipais.

Importa informar que, por conta dos problemas relatados a respeito da manutenção das estruturas existentes, em 2010, o DAEE propôs-se a realizar os serviços de limpeza de 3 reservatórios da bacia do Pirajussara: Nova República, em Embu, Parque Pinheiros e Portuguesinha, em Taboão da Serra. A Tabela 4.2 mostra o montante de material retirado, sendo que a maior parte consistia de material de assoreamento, areia e silte, que foram arrastados pela bacia na ocasião das chuvas, além de uma pequena parte de resíduos sólidos.

Tabela 4.2 – Montante de material retirado de reservatórios de contenção de cheias na RMSP.

Reservatório	Capacidade (m³)	Volume retirado (m³)	Período sem limpeza
Nova República	110.000	20.000	4 anos
Parque Pinheiros	117.000	16.000	4 anos
Portuguesinha	120.000	30.000	2 anos

Fonte: DAEE (2010).²

² Informação verbal, cedida pelo DAEE, via telefone, em junho de 2010.

5 RESERVATÓRIOS DE CONTROLE DE CHEIAS

5.1 Definição e classificação

Reservatórios de controle de cheias são medidas estruturais, cujo objetivo é minimizar o impacto hidrológico da redução da capacidade de armazenamento natural da bacia hidrográfica (TUCCI, 2007). Além da redução das inundações à jusante, esse dispositivo atua na melhoria da qualidade da água, pela retenção de sedimentos e lixo.

Em áreas urbanas, esses dispositivos enfrentam certas dificuldades para serem implantados, pois requerem grandes áreas, que nem sempre estão disponíveis, além de exigirem manutenção constante na época de chuvas, para a retirada do material que se acumula no seu leito. Ainda, nos últimos anos, os reservatórios tornaram-se objeto de grande rejeição pela população que vive no seu entorno.

A implantação de reservatórios promove a redução do pico de cheias através do amortecimento da vazão máxima resultante de determinado evento de precipitação – conforme esquema apresentado na Figura 5.1 –, sendo essa situação ocasionada pelo armazenamento de parte do volume escoado.

Figura 5.1 – Hidrograma afluente e efluente de um reservatório de retenção de cheias.

Fonte: Canholi (2005, p.53).

Essas estruturas podem ser de dois tipos: retenção ou detenção. Os reservatórios de retenção são aqueles que apresentam uma permanente linha de água, enquanto os reservatórios de detenção são dimensionados para esvaziarem totalmente após o uso. Em áreas urbanas no Brasil, são utilizados, mais frequentemente, os reservatórios de detenção, pelas vantagens de exigirem áreas menores e terem maior facilidade de manutenção.

Outra classificação importante diz respeito à localização da estrutura no sistema de drenagem. Nesse contexto, podem ser classificados como do tipo *in-line* (Figura 5.2), cuja localização é na linha principal do sistema de drenagem, ou *off-line* (Figura 5.3), no qual a localização não se encontra na linha principal de drenagem, de forma que o reservatório somente recebe o excedente da rede de drenagem.

Figura 5.2 – Reservatório de retenção do tipo *in-line*.
Fonte: Raimundo (2007, p. 31).

Figura 5.3 – Reservatório de retenção do tipo *off-line*.
Fonte: Raimundo (2007, p. 31).

O Reservatório Caguaçu, por exemplo, localizado na RMSP e com capacidade de reservação projetada para um volume de 320.000 m^3 , é um reservatório *in-line* (Figura 5.4), tendo sido implantado no Córrego Caguaçu, afluente do Rio Aricanduva, em área de 150.000 m^2 .

Figura 5.4 – Vista aérea de reservatório de detenção *in-line* – Reservatório Caguaçu – São Paulo.
Fonte: Google Earth adaptado(2010).

Por sua vez, o reservatório de detenção Vila Rosa, em Diadema (Figura 5.5), exemplifica uma unidade *off-line*. Esse reservatório foi implantado numa área de 23.000 m^2 , no Ribeirão dos Couros, na bacia do Rio Tamanduateí, RMSP, e tem capacidade de 113.000 m^3 .

Figura 5.5 – Vista aérea de reservatório de detenção do tipo *off-line* – Reservatório Vila Rosa – Diadema.

Fonte: Google Earth adaptado(2010).

Os reservatórios do tipo *in-line* apresentam um arranjo geral que contém, além do reservatório, uma estrutura de controle de vertimento na entrada, o vertedouro de emergência e os dispositivos para a dissipação de energia. Já os do tipo *off-line*, apesar de requererem o mesmo arranjo, precisam ser acrescidos de bombas para o esgotamento do reservatório depois da chuva e de extravasor de entrada.

Em áreas urbanizadas, o arranjo mais utilizado é aquele em que o reservatório está situado fora do leito do córrego, denominado *off-line*, devido à disponibilidade de espaço; é o caso da RMSP, onde foram implantados inúmeros reservatórios de detenção. A Tabela 5.1 mostra o tipo de arranjo utilizado para a implantação de cada reservatório.

Tabela 5.1 – Características de reservatórios de contenção de cheias implantados na RMSP.

	Reservatório	Município	Curso d'água	Volume res. (m³)	Tipo de implantação
1	Vila Rosa	São Bernardo do Campo	Couros	113.000	OFF-LINE
2	Piraporinha	Diadema	Couros	85.000	OFF-LINE
3	Casagrande	São Bernardo do Campo	Casagrande	40.000	OFF-LINE
4	Bombeiros	São Bernardo do Campo	Rotary	34.000	OFF-LINE
5	Canarinho	São Bernardo do Campo	Saracantan	95.000	OFF-LINE
6	Paço Municipal	Mauá	Taboão	136.000	OFF-LINE
7	Fac. de Medicina	Santo André	Meninos	120.000	OFF-LINE
8	Petrobras	Mauá	Tamanduateí	800.000	IN-LINE
9	Volks/Demarki	São Bernardo do Campo	Meninos	170.000	OFF-LINE
10	Chrysler	São Bernardo do Campo	Chrysler	190.000	OFF-LINE
11	Ecovias/Imigrantes	Diadema	Capela	120.000	OFF-LINE
12	Corumbé	Mauá	Corumbé	105.000	OFF-LINE
13	Mercedes/Diadema	Diadema	Couros	140.000	OFF-LINE
14	Sonia Maria	Mauá	Oratório	120.000	IN-LINE
15	Mercedes Pauliceia	São Bernardo do Campo	Couros	380.000	OFF-LINE
16	Ford/Av. Taboão	São Bernardo do Campo	Couros	340.000	OFF-LINE
17	São Caetano	São Caetano do Sul	Meninos	235.000	IN-LINE
18	Oratório	Santo André	Oratório	320.000	OFF-LINE
19	Ford/Fábrica	São Bernardo do Campo	Taboão	82.000	IN-LINE
20	Taboão	São Bernardo do Campo	Taboão	180.000	IN-LINE
21	Caguaçu	São Paulo	Caguaçu	310.000	IN-LINE
22	Limoeiro	São Paulo	Limoeiro	300.000	IN-LINE
23	Aricanduva I	São Paulo	Aricanduva	200.000	IN-LINE
24	Aricanduva II	São Paulo	Aricanduva	186.000	IN-LINE
25	Aricanduva III	São Paulo	Aricanduva	256.000	IN-LINE
26	Aricanduva V	São Paulo	Aricanduva	160.000	OFF-LINE
27	Inhumas	São Paulo	Inhumas	105.000	OFF-LINE
28	Rincão	São Paulo	Rincão	355.000	OFF-LINE
29	Oratório	São Paulo	Oratório	110.000	OFF-LINE
30	Nova República	Embu	Pirajussara	110.000	OFF-LINE
31	Parque Pinheiros	Taboão da Serra	Joaquim Cachoeira	117.000	OFF-LINE
32	Taboão/Portuguesinha	Taboão da Serra	Poá	120.000	OFF-LINE
33	Jardim Maria Sampaio	São Paulo	Pirajussara	120.000	OFF-LINE
34	Eliseu de Almeida	São Paulo	Pirajussara	113.000	OFF-LINE
35	Sharp	São Paulo	Pirajussara	500.000	OFF-LINE
36	Rochdale	Osasco	Braço Morto	25.000	OFF-LINE
37	Bonança	Osasco	Bonança	62.000	OFF-LINE
38	Anhanguera	São Paulo	Vermelho	150.000	OFF-LINE
39	Bananal	São Paulo	Bananal	200.000	IN-LINE
40	Guaraú	São Paulo	Guaraú	240.000	IN e OFF-LINE
41	Rio das Pedras	São Paulo	Pedras	25.000	OFF-LINE
42	Pacaembu	São Paulo	Pacaembu	75.000	IN-LINE
43	Jabaquara	São Paulo	Água Espr.	200.000	IN-LINE
44	Padroeira	Carapicuíba	Carapicuíba	210.000	IN-LINE

Fonte: A autora.

Verifica-se que cerca de 75% das estruturas foram concebidas com implantação do tipo *off-line*, o que exigiu certa atenção à estrutura de entrada, que, nesse caso, é fundamental no gerenciamento do reservatório, sendo que seu dimensionamento leva em consideração a vazão de projeto e o volume do reservatório.

5.2 Dispositivo hidráulico de engolimento e vertimento lateral

5.2.1 Considerações gerais

Esse dispositivo constitui uma abertura na parede do canal, com o objetivo de amenizar os picos de cheias; através dele, escoa a vazão excedente, alimentando, dessa forma, o reservatório de amortecimento de cheias. A Figura 5.6 mostra um dispositivo desse tipo, de dimensões reduzidas, implantado no reservatório de retenção Rio das Pedras, na RMSP.

Figura 5.6 – Vertedor lateral no reservatório de retenção Rio das Pedras.

Fonte: A autora.

Entretanto, existem vertedores laterais cujas dimensões são consideráveis, como o instalado no reservatório de detenção Sharp (Figura 5.7), localizado na bacia do Rio Pirajussara, na RMSP.

Figura 5.7 – Vertedor lateral do reservatório de detenção Sharp.

Fonte: A autora.

As principais partes constituintes de um vertedor são:

- soleira: parte superior da parede, onde ocorre o contato com a lâmina da água vertente;
- carga sobre a soleira (H): diferença entre a cota da crista da soleira e o nível da água a montante da soleira, em região fora da curvatura da lâmina, onde a pressão é hidrostática;
- altura do vertedor (P): diferença entre as cotas do fundo do canal e da crista da soleira vertente;
- largura da soleira (L): extensão da soleira sobre a qual ocorre o escoamento (PORTO, 1998).

Além disso, os vertedores podem ser classificados de diversas maneiras, de modo que estão apresentadas, aqui, as mais relevantes para este trabalho. Assim,

quanto à forma geométrica, podem ser classificados em: circulares, triangulares, retangulares, trapezoidais ou outras formas especiais. Já quanto à natureza da parede, podem ser classificados como delgados ou espessos. Nesse caso, considera-se o limite entre ambas o valor relativo a dois terços da carga acima da soleira, ou seja, se a espessura da soleira é $> \frac{2}{3}H$, o vertedor é de parede espessa.

Ainda, quanto à geometria da crista, podem ser retilíneos, circulares, poligonais ou em labirinto.

O modelo reduzido a ser simulado neste estudo conta com um dispositivo de vertimento que consiste em uma soleira delgada retilínea. Desse modo, faz-se necessária uma abordagem mais detalhada sobre o funcionamento dessa estrutura.

5.2.2 Vertedor lateral retilíneo de parede delgada

Tem-se observado que os dispositivos utilizados como vertedores laterais em reservatórios de detenção apresentam, em sua maioria, forma retilínea. No entanto, hidraulicamente, o escoamento sobre a soleira deste e de outros tipos de vertedores não apresenta uma vazão constante ao longo do espaço; por causa disso, altera-se o perfil da água imediatamente a seu montante e à sua jusante.

A Figura 5.8 apresenta um corte esquemático do canal, no qual se posicionam o vertedor lateral e a lâmina vertente.

Figura 5.8 – Corte transversal de um canal contendo um vertedor lateral.

Fonte: A autora.

Observa-se que a linha da água acima da soleira do vertedor lateral é uma curva, porém, quando o fluxo é tranquilo, pode-se considerar a variabilidade como linear (DOMINGUEZ, 1978). Nesse sentido, as Figuras 5.9 e 5.10 mostram duas situações originadas por regimes de escoamento distintos: regime fluvial e regime torrencial.

Figura 5.9 – Vertedor lateral sob regime fluvial.

Fonte: Dominguez adaptado (1978, p.522).

Figura 5.10 – Vertedor lateral sob regime torrencial.

Fonte: Dominguez adaptado (1978, p.522).

Na teoria geral do vertedor lateral, os métodos existentes são baseados na simplificação do escoamento, considerando o fluxo unidimensional variando no espaço, com a redução da vazão ao longo do vertedor. Por sua vez, o coeficiente de descarga tem a finalidade de compensação do ângulo oblíquo pelo qual o fluxo passa no vertedor lateral. A Figura 5.11 representa a seção transversal de um canal no ponto onde existe um vertedor instalado ao fluxo, permitindo uma descarga Q_L .

Figura 5.11 – Características do escoamento ao longo de um vertedor lateral.

Fonte: A autora.

A fim de deduzir a equação do vertedor lateral, leva-se em conta as seguintes hipóteses:

- o fluxo é unidirecional;
- a distribuição de pressões no fluxo é hidrostática;
- o efeito do arrastamento do ar é desprezado;
- a superfície da água varia ao longo do canal principal, porém, em qualquer seção transversal, é horizontal;
- a perda de energia na curvatura do fluxo em direção à crista do vertedor é desprezada.

Assim, tem-se:

$$V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{b(h-p)} \quad (1)$$

Onde:

A = área da seção transversal do fluxo no vertedor;

b = largura do canal;

Q = vazão;

p = altura da crista do vertedor lateral em relação ao fundo do canal;

h = altura da lâmina de água em relação ao fundo do canal;

V_0 = velocidade inicial.

$$Q_L = \int_{\frac{V_0^2}{2g}}^{\frac{V_0^2}{2g} + (h-p)} V \cdot dy \quad (2)$$

$$Q_L = \int_{\frac{V_0^2}{2g}}^{\frac{V_0^2}{2g} + (h-p)} \sqrt{2gy} \cdot dy \quad (3)$$

Sendo g = aceleração da gravidade.

Integrando, tem-se:

$$Q_L = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left[(y)^{\frac{3}{2}} \right]_{\frac{V_0^2}{2g}}^{\frac{V_0^2}{2g} + (h-p)} \quad (4)$$

$$Q_L = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left[\left(\frac{V_0^2}{2g} + (h-p) \right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{V_0^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (5)$$

$$Q_L = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left[\left(\frac{V_0^2 (h-p)}{2g (h-p)} + (h-p) \right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{V_0^2 (h-p)}{2g (h-p)} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (6)$$

$$Q_L = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left\{ (h-p)^{\frac{3}{2}} \left(\frac{V_0^2/2g}{(h-p)} + 1 \right)^{\frac{3}{2}} - \left[(h-p)^{\frac{3}{2}} \left(\frac{V_0^2/2g}{(h-p)} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \right\} \quad (7)$$

$$Q_L = \frac{2}{3} \sqrt{2g} (h-p)^{\frac{3}{2}} \left[\left(\frac{V_0^2/2g}{(h-p)} + 1 \right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{V_0^2/2g}{(h-p)} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (8)$$

$$Q_L = \frac{2}{3} \sqrt{2g} (h-p)^{\frac{3}{2}} \cdot C_V \quad (9)$$

Sendo C_V = coeficiente de velocidade do vertedor lateral.

Porém, $Q_{L\ real} = Q_L \cdot C_C$, onde C_C = coeficiente de contração.

Já o coeficiente de descarga é o produto do coeficiente de contração e do coeficiente do vertedor lateral:

$$Q_{L\ real} = \frac{2}{3} \sqrt{2g} (h-p)^{\frac{3}{2}} \cdot C_C \cdot C_V \quad (10)$$

$$Q_{L\ real} = \frac{2}{3} \sqrt{2g} (h-p)^{\frac{3}{2}} \cdot C_d \quad (11)$$

Onde C_d = coeficiente de descarga do vertedor lateral.

Considerando a hipótese da variação linear da carga ao longo da soleira, Dominguez (1978) determinou a carga nos pontos 1 e 2, na direção do início e do final da soleira do vertedor lateral e no centro do canal, em um ponto x (Figura 5.9), para regimes fluvial e torrencial, respectivamente:

$$h_f = h_1 + \frac{h_2 - h_1}{B} x \quad (12)$$

$$h_s = h_1 + \frac{h_1 - h_2}{B} x \quad (13)$$

Sendo B = largura da crista do vertedor lateral.

Por sua vez, a vazão descarregada ao longo da soleira pode ser determinada para regimes fluvial e torrencial, respectivamente, através das seguintes expressões:

$$q_{Lf} dx = c_d \sqrt{2g} \left(h_1 + \frac{h_2 - h_1}{B} x \right)^{\frac{3}{2}} dx \quad (14)$$

$$q_{Lt} dx = c_d \sqrt{2g} \left(h_1 - \frac{h_1 - h_2}{B} x \right)^{\frac{3}{2}} dx \quad (15)$$

Assim, integrando as expressões anteriores, determina-se a vazão total através do vertedor:

$$Q_{Lf} = \sqrt{2g} \int_0^B c_d \left(h_1 + \frac{h_2 - h_1}{B} x \right)^{\frac{3}{2}} dx \quad (16)$$

$$Q_{Lt} = \sqrt{2g} \int_0^B c_d \left(h_1 - \frac{h_1 - h_2}{B} x \right)^{\frac{3}{2}} dx \quad (17)$$

Ainda, supondo-se nula a velocidade inicial, a variação entre as cargas h_1 e h_2 pode ser considerada constante .

$$Q_{Lf} = c_d B \sqrt{2g} \frac{2}{5} \cdot \frac{h_2^{5/2} - h_1^{5/2}}{h_2 - h_1} \quad (\text{regime fluvial}) \quad (18)$$

$$Q_{Lt} = c_d B \sqrt{2g} \frac{2}{5} \cdot \frac{h_1^{5/2} - h_2^{5/2}}{h_1 - h_2} \quad (\text{regime torrencial}) \quad (19)$$

A equação de Dominguez (1978) tem como desvantagem a necessidade de conhecer os níveis de água nos dois extremos do vertedor, porém essa característica pode proporcionar resultados mais próximos da realidade.

El-Khashab e Smith (1976 apud SOUZA, 2005), por seu turno, investigaram a hipótese da constância da energia específica ao longo do vertedor lateral, concluindo que a diferença das energias específicas entre os extremos do vertedor é de, aproximadamente, 5% para o escoamento subcrítico. Já Ranga Raju, Prasad e Gupta (1979) obtiveram o valor médio de 2% para essa diferença e Borghei, Jalili e Ghodsian (1999), 3,7%. Esses resultados demonstram que a hipótese da energia constante ao longo do vertedor pode ser assumida para um regime subcrítico.

Ainda, cabe ressaltar que o número de Froude exerce grande influência no perfil longitudinal da água ao longo do vertedor lateral, sendo os quatro tipos básicos de perfis que podem ocorrer assim definidos:

- a) tipo I: o fluxo permanece subcrítico ou fluvial ($Fr < 1$) por toda a extensão do descarregador lateral. Ocorre em canais horizontais ou com pequenas declividades, observando-se que o nível de água aumenta ao longo do vertedouro lateral, na direção do fluxo;
- b) tipo II: o fluxo permanece supercrítico ou torrencial ($Fr > 1$) por toda a extensão do descarregador lateral. Essa condição ocorre em canais com alta declividade ou que não estejam sujeitos a um controle de jusante, observando-se, neste caso, que o nível de água decresce ao longo do vertedouro lateral, na direção do fluxo;
- c) tipo III: neste tipo, ocorre um misto dos dois casos anteriores: no montante do vertedouro lateral, o fluxo é supercrítico ($Fr > 1$), enquanto, na jusante, é subcrítico ($Fr < 1$). Dessa maneira, ocorre um ressalto hidráulico em algum ponto ao longo do vertedouro lateral;

- d) tipo IV: o fluxo, no montante do vertedouro lateral, é supercrítico, mas tendendo a crítico ($Fr = 1$) à medida que se aproxima do início do vertedouro. A partir deste ponto, o fluxo acelera e pode seguir conforme os tipo II ou III, dependendo da declividade do canal ou da presença de um controle de jusante.

5.2.3 Outros coeficientes de descarga

A determinação do coeficiente de descarga para vertedouros laterais tem sido estudada por muitos pesquisadores ao longo dos anos, sendo que a maioria desses estudos leva em consideração pesquisas experimentais. No entanto, as condições em que os experimentos foram realizados nem sempre são claras, além de a dedução dessas expressões deparar-se com limitações que restringem o campo de aplicação.

Outro fator importante é a confusão gerada pela definição do coeficiente de descarga do vertedor lateral, cuja expressão é:

$$Q_L = \frac{2}{3} \sqrt{2g} (h - p)^{\frac{3}{2}} \cdot C_d \quad (20)$$

Alguns pesquisadores trabalham com o C_d , porém outros trabalham com o coeficiente C , que é definido pela seguinte expressão:

$$C = \frac{2}{3} C_d \quad (21)$$

Na ocasião em que o coeficiente de descarga é utilizado para o desenvolvimento de algum estudo, acontecem muitos enganos ao se adotar a expressão que leva em consideração C e compará-la à determinação experimental de

C_d . Dessa forma, no presente estudo, estão listadas a seguir algumas expressões propostas na literatura, escritas em função do coeficiente de descarga C_d . Adiante, essas expressões serão utilizadas na análise dos coeficientes de descarga determinados no modelo físico, quando da elaboração das simulações.

Tabela 5.2 – Expressões para a determinação do coeficiente de descarga C_d .

Pesquisador	Expressão	Observações
Subramanya e Awasthy (1972)	$C_d = 0,611 \left(1 - \frac{3Fr_1^2}{2 + Fr_1^2} \right)^{0,5}$ <p>para $Fr < 1$</p> <p>Sendo: Fr_1 = número de Froude do início da soleira lateral.</p>	<p>Realizaram análise dimensional e definiram os parâmetros em função dos quais varia o coeficiente de descarga.</p> $C_d = f\left(Fr_1, \frac{B}{b}, \frac{y_1}{B}, \frac{p}{y_1}\right)$ <p>Segundo os autores, o número de Froude a montante do vertedor lateral Fr_1 é o parâmetro com maior influência na variação do C_d.</p>
Ranga Raju, Prasad e Gupta (1979)	$C_d = (0,81 - 0,60Fr_1)K$ <p>Sendo: Fr_1 = número de Froude do início da soleira lateral; K = coeficiente empírico; para vertedor de soleira delgada, $K = 1$.</p>	<p>Realizaram estudo experimental em canal com seção transversal retangular e escoamento no regime fluvial, cujo vertedor lateral tinha comprimento de soleira igual a 0,20 m. Os autores propuseram considerar, no cálculo da vazão, o comprimento efetivo da soleira do vertedor como sendo $B_e = B - 0,05$ m.</p>
Singh et al. (1994)	$C_d = 0,33 - 0,18Fr_1 + 0,49 \left(\frac{p}{y_1} \right)$ <p>Sendo: Fr_1 = número de Froude do início da soleira lateral; p = paramento. y_1 = altura do nível da água em relação ao fundo do canal, no início da soleira lateral.</p>	<p>Propuseram esta expressão deduzida para canais retangulares e escoamento fluvial. Ao contrário da expressão de Subramanya e Awasthy, esta confere menor influência do número de Froude.</p>
Borghei, Jalili e Ghodsian (1999)	$C_d = 0,7 - 0,48Fr_1 - 0,3 \left(\frac{p}{y_1} \right) + 0,06 \left(\frac{B}{b} \right)$ <p>Sendo: Fr_1 = número de Froude do início da soleira lateral. p = paramento. y_1 = altura do nível da água em relação ao fundo do canal, no início da soleira lateral. B = largura da soleira lateral. b = largura do canal.</p>	<p>Determinaram a equação partindo de inúmeros ensaios experimentais em regime fluvial. O modelo utilizado constituía um canal de 11 m de extensão e 0,30 m de largura, tendo sido utilizadas quatro larguras de vertedor de soleira delgada (20, 30, 45 e 70 cm), três alturas de soleira (1, 10 e 19) e quatro declividades distintas no canal (-0,5; 0; 0,5; e 1,0%).</p>
Raimundo (2007)	$C_d = 7,53Fr_1 \left(\frac{p}{y_1} \right)^{1,028} \left(\frac{h}{p} \right)^{0,817} \left(\frac{p}{L} \right)^{0,655} \left(\frac{H}{p} \right)^{0,466}$ <p>Sendo: Fr_1 = número de Froude do início da soleira lateral. p = paramento. y_1 = altura do nível da água em relação ao fundo do canal, no início da soleira lateral. B = largura da soleira lateral. b = largura do canal. H = carga hidráulica sobre a soleira lateral. h = carga de posição sobre a soleira lateral.</p>	<p>A partir dos dados experimentais de Anchieta(2006), admitiu que o coeficiente de descarga depende da relação entre Fr_1, B, b, p, H e h e ajustou uma equação segundo o métodos dos mínimos quadrados.</p>

6 RESÍDUOS SÓLIDOS NA DRENAGEM URBANA

6.1 Geração de resíduos sólidos urbanos

Nos últimos anos, a geração de resíduos sólidos intensificou significativamente, em consequência do crescimento da população urbana e do acondicionamento dos produtos de consumo em embalagens. Além disso, esses resíduos passaram a ser lançados no meio ambiente em grandes quantidades, ultrapassando a capacidade de sua absorção.

Fatores econômicos, sociais e culturais interferem na geração e, também, nos tipos de resíduos gerados. No Brasil, a composição dos resíduos sólidos urbanos é predominantemente de origem orgânica, todavia é incomum o aproveitamento dessa parcela (PINHO e GUNTHER, 2008). Por outro lado, nos grandes centros urbanos, componentes como papel, vidro, plástico e metal possuem viabilidade de reciclagem.

Nesse contexto, o Inventário Estadual de Resíduos Sólidos Domiciliares foi instituído, em 1997, pela Companhia Ambiental do Estado de São Paulo (Cetesb) e estima o índice *per capita* de resíduos sólidos domésticos pelo porte do município, tendo sido possível, dessa forma, estimar a geração desse tipo de resíduo em todos os municípios do Estado, mesmo naqueles onde não havia dados. Nesse documento, estão apresentados os seguintes índices de produção de lixo doméstico por habitante:

- população até 100.000 habitantes: produção *per capita* de 0,4 kgf/hab. dia;
- população de 100.001 a 200.000 habitantes: produção *per capita* de 0,5 kgf/hab. dia;
- população de 200.001 a 500.000 habitantes: produção *per capita* de 0,6 kgf/hab. dia;
- população maior que 500.000 habitantes: produção *per capita* de 0,7 kgf/hab. dia.

A Tabela 6.1 mostra a geração *per capita* em diferentes locais:

Tabela 6.1 – Produção de resíduos sólidos *per capita* em diferentes locais do planeta.

Local	Produção (kgf/hab. dia)	Local	Produção (kgf/hab. dia)
Canadá	1,90	João Pessoa (Brasil)	0,70
Holanda	1,30	Belo Horizonte (Brasil)	0,68
Japão	1,00	San Salvador (El Salvador)	0,68
Europa/México	0,90	Vitória (Brasil)	0,66
Rio de Janeiro (Brasil)	0,90	Curitiba (Brasil)	0,66
Maceió (Brasil)	0,89	Petrópolis (Brasil)	0,53
São Paulo (Brasil)	0,88	Lima (Peru)	0,50
Buenos Aires (Argentina)	0,80	Novo Hamburgo (Brasil)	0,40
São José (Costa Rica)	0,74	Índia	0,40

Fonte: Adaptado de Philippi Júnior (1999 apud NEVES, 2006, p. 21).

Apesar das diferentes metodologias de análise e classificação dos resíduos, observa-se que, em alguns locais cujo grau de desenvolvimento é mais elevado, a quantidade de resíduos gerados é maior. Diante desse fato, os países desenvolvidos tendem a apresentar um maior potencial de reciclagem.

Entretanto, a questão a ser tratada é que parte do lixo gerado nas áreas urbanas tem como destino final a rede de drenagem constituída por galerias, córregos e reservatórios de detenção, fato que prejudica o escoamento das águas e contribui para episódios de inundações, exigindo, portanto, serviços de limpeza urbana, com custos elevados.

A quantidade de resíduos sólidos encontrada no sistema de drenagem urbana pode ser influenciada por uma série de fatores, tais como:

- frequência de precipitação;
- frequência e cobertura do serviço de coleta de lixo;
- frequência e qualidade de varrição das ruas e logradouros públicos;
- forma de disposição do lixo pela população (TUCCI, 2004).

Pode-se acrescentar, também, que o tipo de uso do solo e a existência de programas de coleta seletiva podem influenciar esse processo.

6.2 Estudos existentes

A questão da drenagem urbana, no Brasil, está também totalmente relacionada à questão dos resíduos sólidos urbanos, pois, no desenvolvimento da expansão urbana, são observados alguns estágios distintos da produção de resíduos sólidos que acabam convergindo para o sistema de drenagem.

Estudos elaborados pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) e pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH) para a Eletricidade de São Paulo (Eletropaulo) e a Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (Sabesp) na década de 1980, cujo principal objetivo era a redução do aporte de sedimentos e resíduos sólidos na rede de drenagem natural e construída, consideraram todo o complexo processo de interação entre a expansão urbana e sua fisiografia de suporte (SANTOS, 2002). A Figura 6.1, desenvolvida a partir desses estudos, mostra as tendências de produção de material sólido relacionadas com a urbanização.

Figura 6.1 – Variação da intensidade na liberação de materiais de assoreamento.

Fonte: Santos (2002, p. 55).

Em análise à figura, verifica-se que:

- a presença de resíduos sólidos urbanos e entulho aumenta na drenagem com o aumento da urbanização em bairros de classes baixa e média, sendo que, nos de classe média, atinge o ponto máximo e decai lentamente enquanto o bairro vai se consolidando;
- o mesmo ocorre em bairros de classe alta, porém o incremento é pequeno e, no caso do resíduo sólido urbano, insignificante;
- a erosão, em bairros de classes baixa, média e alta, sempre apresenta tendência decrescente com o avanço da urbanização;
- quanto mais pobre a população de determinado local, maior é a presença de resíduos urbanos no sistema de drenagem natural e construído.

Todavia, existe pouca informação no Brasil sobre a quantidade de resíduos sólidos urbanos que fica retida na drenagem e, em nível internacional, a situação não é diferente. Tucci (2007), por exemplo, informa estimativas para São José, na Califórnia, de aproximadamente 1,8 kgf/pessoa ano; já em Springs, cidade da África do Sul, 3,34 m³/ha.ano são retirados das vias públicas pelo serviço de limpeza urbana, sendo que 0,71 m³/ha.ano (82 kgf/ha.ano) acaba no sistema de drenagem (ARMITAGE et al.,1998 apud TUCCI, 2007). Ainda, sabe-se que, em países que se encontram em desenvolvimento, por diversos fatores, a quantidade de lixo que alcança a rede de drenagem é mais elevada e, para o Brasil, estima-se que esse volume deva ser maior, considerando que, muitas vezes, a drenagem é utilizada como destino final para resíduos sólidos.

Nesse sentido, a Empresa Metropolitana de Águas e Energia (EMAE) relacionou a quantidade de resíduos sólidos que foi retida nas Usinas Elevatórias Traição e Pedreira (Figura 6.2), no Canal Pinheiros, município de São Paulo, no período de 1993 a 2009 (Tabela 6.2). Aliás, a EMAE é uma empresa controlada pelo Governo do Estado de São Paulo, vinculada à Secretaria de Saneamento e Energia, que opera seis usinas hidrelétricas, sendo uma localizada na Baixada Santista (Henry Borden), duas na RMSP (Traição e Pedreira), duas no Médio Tietê (Rasgão e Porto Góes) e uma no Vale do Paraíba do Sul (Izabel).

Figura 6.2 – Localização das Usinas Elevatórias Pedreira e Traição no sistema Tietê/Pinheiros, na RMSP.
Fonte: EMAE (2010).

Tabela 6.2 – Quantidade de lixo retirada no Canal Pinheiros – São Paulo.

Ano	Usina Elevatória de Traição (m ³)	Usina Elevatória de Pedreira (m ³)	Total (m ³)
1993	8.885	3.211	12.096
1994	13.186	8.118	21.304
1995	20.169	9.542	29.711
1996	11.371	11.555	22.926
1997	6.171	7.458	13.629
1998	12.854	8.922	21.776
1999	7.818	8.440	16.258
2000	7.007	4.540	11.547
2001	5.533	5.202	10.735
2002	6.087	1.314	7.401
2003	7.933	1.866	9.799
2004	4.142	1.234	5.376
2005	2.114	907	3.021
2006	2.190	1.770	3.960
2007	1.860	1.095	2.955
2008	1.305	885	2.190
2009	2.355	480	2.835

Fonte: EMAE (2010).

Analisando a Tabela 6.2, observa-se a redução, nos últimos anos, na quantidade de lixo retirada, no Canal Pinheiros, das usinas elevatórias citadas. Podem-se citar algumas causas prováveis para essa redução, como a melhoria dos serviços públicos de limpeza de ruas e coleta de lixo observada nos últimos anos; a localização das usinas, que se encontram, atualmente, em áreas nobres do município e mais centralizadas; a educação ambiental, que teve grandes avanços nos últimos anos; e a implantação de programas de coleta seletiva e reciclagem. A seguir, a Figura 6.3 mostra o acúmulo de resíduos sólidos junto às instalações da Usina Elevatória de Traição, no Canal Pinheiros.

Figura 6.3 – Resíduos sólidos acumulados junto à Usina Elevatória de Traição

Fonte: Amaro (2010)³.

Alguns estudos referentes à quantificação de resíduos sólidos na drenagem urbana foram realizados nos últimos anos, inclusive no Brasil. Armitage e Rooseboom, (2000), por exemplo, realizaram o monitoramento de rios urbanos, nos quais implantaram dispositivos para a captura do lixo flutuante, em cidades da África do Sul (Springs, Johannesburgo e Cape Town), da Nova Zelândia (Auckland) e da Austrália (Melbourne); a síntese dos resultados está relacionada na Tabela 6.3.

³ Cristiane Amaro tirou esta foto em agosto de 2010, em uma visita técnica, e cedeu à pesquisadora.

Tabela 6.3 – Resultado da quantificação de resíduos sólidos na drenagem urbana de algumas cidades.

Local	Carga (kgf/ha.ano)	Volume (m ³ /ha.ano)	Eficiência do dispositivo	Malha (mm)
Springs	82	0,86	72%	-
Johannesburgo	48	0,50	70%	20
Auckland	2,8	0,029	-	19
Cape Town	26	0,28	Adotada 50%	6
Melbourne (sem parte orgânica)	6	0,08	100%	5

Fonte: Neves (2006, p. 34).

A partir do exposto, observa-se que as cidades com os valores mais elevados de resíduos sólidos na rede de drenagem são justamente aquelas situadas na África do Sul, nas quais ocorrem problemas parecidos com os do Brasil, como ineficiência dos serviços públicos de coleta, inexpressiva educação ambiental, ausência de controle de obras de terraplenagem, entre outros.

Os autores comentam que a quantidade e o tipo de lixo gerado nas bacias urbanas são extremamente variáveis e dependem de uma série de fatores. Por exemplo, as grades utilizadas para a retenção dos resíduos, em todos os locais, não apresentaram 100% de efetividade, sendo que algumas tiveram menos de 50% de eficiência. Mesmo assim, foi possível apresentar algumas equações que determinam a quantidade de lixo gerada em cada bacia.

Por sua vez, foi analisada, por Allisson et al. (1998), uma área de 150 ha no subúrbio de Coburg, Melbourne (Austrália), composta de 3 sub-bacias de diferentes usos e ocupação (Figura 6.4), com a finalidade de identificar e quantificar o tipo de poluente sólido lançado na bacia hidrográfica. As amostras foram coletadas nas 3 sub-bacias e na saída da bacia, durante 12 meses, permitindo a estimativa da concentração de poluentes durante os eventos (Tabelas 6.4 e 6.5). Ainda, cabe ressaltar que, nessas localidades, a varrição era feita diariamente na área comercial e quinzenalmente nas áreas residenciais.

Figura 6.4 – Áreas de monitoramento da bacia estudada em Coburg.

Fonte: Allisson et al. (1998, p. 30).

Tabela 6.4 – Resultados do monitoramento de resíduos sólidos em Coburg, no dia 27/01/1995.

Local	Área (ha)	Chuva (mm)	Escoamento superficial (mm)	Lixo seco (gf/ha)	Material orgânico seco (gf/ha)	Carga total seca (gf/ha)
Área mista	15,8	7,0	3,4	116	254	370
Área residencial	20,2	7,0	2,0	43	248	291
Área industrial	2,5	7,0	1,3	162	79	241
Saída da bacia	150,0	7,0	2,2	77	276	353

Fonte: Allisson et al. (1998, p. 40).

Tabela 6.5 – Resultados do monitoramento de resíduos sólidos em Coburg, no dia 06/04/1995.

Local	Área (ha)	Chuva (mm)	Escoamento superficial (mm)	Lixo seco (gf/ha)	Material orgânico seco (gf/ha)	Carga total seca (gf/ha)
Área mista	15,8	12,0	8,3	410	162	572
Área residencial	20,2	12,0	4,6	127	181	308
Área industrial	2,5	12,0	2,3	20	44	64
Saída da bacia	150,0	12,0	7,3	163	245	408

Fonte: Allisson et al. (1998, p. 40).

Desse estudo, obtiveram-se as seguintes conclusões:

- o material orgânico referenciado diz respeito à vegetação (galhos de árvores e folhas) e contribui com a maior parte (67%) da carga total, exceto na área industrial;
- plásticos e papéis são transportados em grande parte, sendo mais presentes em áreas comerciais;
- a composição dos resíduos sólidos, durante os eventos, permanece relativamente constante em relação às variações de concentração e carga;
- as concentrações dos resíduos sólidos são, geralmente, mais altas no início do escoamento superficial;
- a maior carga é transportada em decorrência das maiores descargas.

Em Cape Town, foi realizado um estudo semelhante por Arnold e Ryan (apud BRITES, 2005), no qual também foram escolhidas três diferentes áreas: residencial, comercial e industrial. O monitoramento ocorreu diariamente, num período de 5 a 22 dias, e as amostras foram coletadas por redes nas saídas das tubulações de drenagem. A conclusão dos pesquisadores foi que a rede de drenagem da região metropolitana transportava, aproximadamente, 2,4 toneladas de lixo (pedaços de cigarro, papéis e plástico) diariamente; também se observou que a carga variava em função do uso e da ocupação do solo.

Marais, Armitage e Wise (2004) também realizaram pesquisa em Cape Town, na qual selecionaram 9 bacias pilotos, com uso e ocupação do solo distintos e condições sociais e econômicas diferentes (Figura 6.5). O monitoramento foi realizado durante dois anos, de forma descontínua, sendo o primeiro período compreendido entre os meses de fevereiro e setembro de 2000 e o segundo, de fevereiro de 2001 a janeiro de 2002. A Tabela 6.6 mostra os resultados, excluindo-se areia, pedras e resíduos da construção civil.

Figura 6.5 – Localização das sub-bacias monitoradas em Cape Town.
Fonte: Marais, Armitage e Wise (2004, p. 471).

Tabela 6.6 – Resultados do monitoramento em Cape Town.

Bacia piloto	Descrição	Área (ha)	Qt. lixo (kgf/ha.ano)	
			2000	2001
Imizamo Yethu	Área residencial informal, com população muito pobre e sem varrição nas ruas.	5,3	60	51
Ocean View	Área residencial, com população pobre e sem varrição nas ruas. Condomínios de apartamentos com densidade de 60 hab./ha.	11,5	114	79
Cape Town CBD (C)	Centro comercial, com prédios de escritórios, hotéis, lojas, comércio	6,6	68	64
Cape Town CBD (D)	informal e terminal de ônibus.	2,0	87	52
Cape Town CBD (E)	Varrição com remoção de 99%, 3 vezes ao dia.	1,4	151	79
Fresnaye	Área residencial, com população de alta renda. Alguns apartamentos têm densidade de 20 hab./ha.	25,4	-	62
Summer Greens	Área residencial, com população de média renda e sem varrição nas ruas. Densidade maior que 55 hab./ha.	5,3	8	9
Montague Gardens	Área com indústrias leves e sem varrição nas ruas.	14,1	51	15
Welgemoed	Área residencial, com população de alta renda e sem varrição nas ruas. Densidade de 15 hab./ha.	14,4	27	29

Fonte: Adaptado de Marais, Armitage e Wise (2004, p. 476).

As principais conclusões desse estudo mostram que a varrição eficiente reduz significativamente a quantidade de resíduos sólidos no sistema de drenagem, bem como indicam uma relação inversa entre a renda média familiar e as cargas.

Com exceção das cidades da África do Sul, as demais localidades pouco se assemelham às cidades brasileiras, onde os problemas sociais e a deficiência de serviços públicos estão presentes e são as maiores causas da presença de resíduos sólidos de origem domiciliar nos corpos d'água. Dessa forma, tais pesquisas foram apresentadas neste estudo apenas para comparação.

No Brasil, Brites (2005) realizou um estudo avaliando o resíduo sólido transportado pelo sistema de drenagem em duas pequenas bacias hidrográficas

urbanas localizadas em Santa Maria, Rio Grande do Sul (Figura 6.6), cujas características são apresentadas na Tabela 6.7.

Figura 6.6 – Localização das Bacias Cancela e Alto da Colina.

Fonte: Brites (2005, p. 45).

Tabela 6.7 – Características das bacias hidrográficas estudadas em Santa Maria/RS.

Característica		Cancela	Alto da Colina
População (hab.)		18.082	1.972
Área de drenagem (km ²)		4,95	3,34
Comprimento do rio principal (km)		3,74	3,02
Declividade do rio principal (m/m)		0,013	0,010
Declividade média da bacia (m/m)		0,109	0,052
Uso e ocupação do solo	Área urbanizada (%)		
	(terrenos, jardins, telhados e sistema viário)	56	22,3
	Área não urbanizada (%)		
	(vegetação, pastagem, mata e campo)	44	77,7

Fonte: Brites (2005, p. 48).

Para a realização da coleta dos resíduos sólidos, foi executada a retenção do material lançado no sistema de drenagem, através de redes fabricadas em telas de aço, com malha de 7 mm, posicionadas na saída da bacia. O resíduo acumulado na rede foi retirado e, depois de seco, submetido à classificação em função de sua composição, além de quantificado em peso e volume. Nesse sentido, o material

retirado das redes foi classificado em matéria orgânica (restos de alimentos, folhas, galhos, cascas de árvores, raízes, madeira processada e animais mortos) e inorgânica (sacolas plásticas, embalagens plásticas, chapas, latas, placas de veículos, garrafas, copos, lâmpadas, isopor, tecidos, papéis, papelão, brinquedos, pneus etc.).

Ainda, a coleta de resíduos foi realizada no período de 08/04/04 a 06/12/04; no entanto, alguns problemas ocorreram na coleta para a Bacia Cancela, pois se observou que parte do material passava através da rede quando a vazão era elevada; para a minimização da questão, foi instalada outra rede à jusante. Assim, principalmente para eventos maiores, considerou-se que a quantidade de resíduos coletada nas redes correspondia ao valor mínimo lançado nos corpos d'água.

Os resultados do monitoramento dos resíduos sólidos estão sintetizados na Tabela 6.8, na qual é mostrada a quantificação do que foi coletado em peso e volume; já a composição e o tipo de material coletado podem ser analisados na Figura 6.7. O período de coleta é relativamente reduzido para uma análise mais profunda da questão, no entanto, foi possível a realização de algumas análises.

Tabela 6.8 – Resultados das coletas de resíduos sólidos no sistema de drenagem nas Bacias Hidrográficas Cancela e Alto da Colina.

Bacia hidrográfica	Mat. Org.		Plástico		Metal		Vidro		Isopor		Outros		Total	
	Peso (kgf)	Volume (l)	Peso (kgf)	Volume (l)	Peso (kgf)	Volume (l)	Peso (kgf)	Volume (l)	Peso (kgf)	Volume (l)	Peso (kgf)	Volume (l)	Peso (kgf)	Volume (l)
Cancela	2288	9385	256	1932	6	70	16	100	18	643	189	1021	2773	13151
Alto da Colina	217	1740	64	803	3	35	3	22	1	30	13	138	301	2768

Fonte: Brites (2005, p. 106).

Figura 6.7 – Composição dos resíduos sólidos coletados nas Bacias Cancela e Alto da Colina (% volume).

Fonte: Adaptado de Brites (2005, p. 108).

Os resultados indicam que o material com maior presença nas coletas, para as duas bacias estudadas, é a matéria orgânica, cuja composição predominante é vegetação, o que é explicado devido a ambas as bacias terem uma grande parte da área não urbanizada constituída por mata, campos, vegetação e pastagens.

A seguir, observou-se a presença de grande quantidade do item classificado como “outros”, que corresponde a brinquedos, papel, papelão, tecidos, pneus, esponjas etc. Infelizmente, nessa pesquisa, não existem dados a respeito da existência de coleta de resíduos sólidos pelo serviço público municipal; portanto, ao menos por esse resultado, supõe-se que a coleta seja deficiente. Ainda, não existem dados sobre como é feita a coleta seletiva nas duas bacias estudadas, apenas sabe-se que ela ocorre. Por isso, a presença de materiais como metais e vidros é menor que os demais componentes.

Quanto ao isopor, que é material reciclável, observou-se grande presença na Bacia Alto da Colina, talvez devido ao pouco valor comercial no processo de comercialização, de modo que não é enviado à reciclagem. Já o material plástico apresentou grande quantidade em ambas as bacias, sendo caracterizado, em sua maior parte, por sacolas plásticas e garrafas de Politereftalato de Etileno (PET), itens

que também não possuem valor comercial muito significativo para a reciclagem. A presença de sacolas plásticas indica a deficiência de coleta de lixo pelo poder público municipal; além disso, ambos os resíduos indicam o lançamento inadequado no ambiente, uma vez que, por serem leves, são levados com facilidade pelo escoamento superficial nos canais de drenagem.

Obviamente, a presença de resíduos sólidos nos corpos hídricos depende do tipo de uso e ocupação do solo, porém existem outros fatores preponderantes, como a coleta de resíduos sólidos e a varrição pública, sendo que a frequência dos eventos de precipitação e o período de tempo seco anterior ao evento de precipitação não interferem no processo caso esses serviços sejam constantes.

Outras conclusões importantes obtidas nesse estudo foram observações quanto ao aumento do volume de resíduos sólidos transportado com o progresso do volume escoado e da precipitação. Isso significa que os resíduos podem estar sendo lançados em terrenos próximos aos cursos d'água, para os quais são arrastados, e que a varrição é inexistente.

O resultado final foi a quantificação da contribuição de resíduos sólidos em peso e volume em função da área da bacia (Tabela 6.9).

Tabela 6.9 – Quantificação de resíduos sólidos nas bacias hidrográficas de Santa Maria/RS.

Bacia hidrográfica	Matéria orgânica		Matéria inorgânica		Total	
	Peso (kgf/ha. ano)	Volume (m ³ /ha. ano)	Peso (kgf/ha. ano)	Volume (m ³ /ha. ano)	Peso (kgf/ha. ano)	Volume (m ³ /ha. ano)
Cancela	6,94	0,03	1,47	0,01	8,41	0,04
Alto da Colina	2,31	0,02	0,91	0,01	3,22	0,03

Fonte: Brites (2005, p. 110).

Verifica-se que a produção de resíduos sólidos na Bacia Cancela é significativamente maior que na Alto da Colina, de modo que se conclui que a urbanização aumenta muito esse valor, gerando problemas ambientais que podem ser quantificados. Nesse sentido, as prefeituras podem prever as medidas necessárias para a correção desse impacto, como também o montante do orçamento necessário para a sua implantação. Por outro lado, pode-se também agir de forma a minimizar o impacto, através de ações preventivas, como, por exemplo, a melhora dos serviços

públicos de coleta de resíduos sólidos e varrição, além da implantação de programas de educação ambiental e coleta seletiva. A alternativa de gestão a ser adotada, vai depender do município e, basicamente, de seus problemas socioambientais.

Para comparação, foram agrupadas as informações dos demais estudos comentados em relação às bacias brasileiras (Tabela 6.10).

Tabela 6.10 – Quantificação dos resíduos sólidos dos vários estudos abordados

Estudo	Bacia hidrográfica	Matéria orgânica		Matéria inorgânica		Total	
		Peso (kgf/ha. ano)	Volume (m ³ /ha. ano)	Peso (kgf/ha. ano)	Volume (m ³ /ha. ano)	Peso (kgf/ha. ano)	Volume (m ³ /ha. ano)
Brites (2005) – Santa Maria-RS, Brasil	Bacia Cancela	6,94	0,03	1,47	0,01	8,41	0,04
	Bacia Alto da Colina	2,31	0,02	0,91	0,01	3,22	0,03
Armitage e Rooseboom (2000) – Springs, África do Sul	-	-	-	-	-	82	0,86
Armitage e Rooseboom (2000) – Johannesburg, África do Sul	-	-	-	-	-	48	0,5
Armitage e Rooseboom (2000) – Cape Town, África do Sul	-	-	-	-	-	26	0,28
Armitage e Rooseboom (2000) – Auckland, Nova Zelândia	-	-	-	-	-	2,76	0,029
Allisson et al. (1998) – Melbourne, Austrália	Áreas residencial, comercial e industrial	-	-	-	-	0,43	
Marais, Armitage e Wise (2004) – Cape Town, África do Sul	Área residencial pobre e sem varrição	-	-	-	-	51 a 114	-

Conclui-se que as bacias hidrográficas do município de Santa Maria não são grandes produtoras de resíduos sólidos, como aquelas estudadas na África do Sul. As possíveis causas desse resultado, em comparação às bacias de Springs, Johannesburg e Cape Town, são:

- as Bacias Cancela e Alto da Colina estão em processo de urbanização, apresentando grandes áreas de matas, vegetação e campos, porém é desconhecida a parcela de urbanização das demais bacias estudadas na África do Sul;
- a implantação de coleta seletiva nas bacias brasileiras resultou na minimização de resíduos sólidos nos corpos d'água;
- o uso e ocupação do solo das bacias brasileiras, na área urbanizada, são predominantemente residenciais;
- o serviço municipal de coleta de resíduos sólidos provavelmente retira grande parte do lixo gerado nas áreas estudadas em Santa Maria; já o nível de atendimento desse serviço é desconhecido nas demais bacias na África do Sul.

Neves (2005), por sua vez, realizou estudo cujo objetivo foi a quantificação de resíduos sólidos que atingem a rede de drenagem de águas pluviais. Essa pesquisa ocorreu em bacia hidrográfica em Porto Alegre, Rio Grande do Sul, de aproximadamente 1,90 km², cujo receptor final das águas pluviais é uma bacia de retenção. Já as sub-bacias que constituem a bacia estudada têm características residenciais e comerciais, e todas convergem com declividade acentuada para uma única avenida, que apresenta declive quase nulo, ocasionando, entre outros fatores, inúmeros episódios de inundação.

A bacia possui coleta regular de resíduos sólidos domésticos e comerciais e varrição diária para as ruas e avenidas principais e movimentadas e, para as ruas de menor movimento, 1, 2 ou 3 vezes por semana, quinzenal, mensal ou eventualmente. Também, não existem ocupações subnormais e foi verificada a atuação de catadores, que retiram parte do material descartado – geralmente aquela que possui melhor valor comercial – antes da ocorrência da varrição.

Segundo dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), a população total que se encontra na bacia estudada é em torno de 13.000 habitantes, com densidade média de 71,9 hab./ha. (NEVES, 2006). Nesse contexto, a caracterização global da bacia foi baseada em análise de sacos de varrição, sendo a composição média, em peso, dos resíduos das ruas apresentada na Tabela 6.11.

Tabela 6.11 – Composição média dos resíduos sólidos da bacia em Porto Alegre (peso).

Componente	Composição média %
Plástico	8,1
PET	1,0
Madeira e tocos de árvores (MADT)	1,0
Vidro	1,6
Papéis	8,1
Embalagens longa vida	0,3
Isopor	0,6
Trapos	1,5
Aço, Latas e Alumínio (ALA)	0,7
Pedra	14,2
Vegetação, Areia e Matéria Orgânica (VAMO), como, por exemplo, restos de comida	62,2
Outros	0,6

Fonte: Neves (2006, p. 120).

O enfoque dessa pesquisa foi um pouco diferenciado das anteriores, pois caracterizou os resíduos sólidos na sua geração, e seus resultados indicaram que um montante de 288 kgf de lixo atingiu o exutório da bacia no período de análise (novembro de 2003 a junho de 2004). O autor comenta que a taxa de lixo produzida pela bacia, de 1,50 kgf/ha.ano, é muito baixa se comparada aos resultados de pesquisas realizadas na África do Sul, cujos valores variavam de 26 a 114 kgf/ha.ano.

Por fim, em comparação às bacias estudadas em Santa Maria, com relação à composição dos resíduos sólidos, muitas similaridades foram observadas: a matéria orgânica predomina; o plástico aparece em grande quantidade; e a parcela referente aos materiais recicláveis de maior valor comercial, como vidro e metal, é ínfima. No entanto, existem disparidades, como, por exemplo, a presença de papel, que é muito maior na bacia de Porto Alegre, o que pode ser explicado pelas diferenças de uso e ocupação do solo, pois essa bacia possui áreas comerciais, inexistentes em Santa Maria. Conclui-se, então, que áreas comerciais são grandes produtoras de papel e, provavelmente, são locais interessantes para a instalação de cooperativas que trabalham com a coleta seletiva de papel para reciclagem.

Uma técnica bastante interessante para a contenção do lixo flutuante nos rios, utilizada inicialmente na Califórnia, é a chamada *litter booms* (Figura 6.8), que consiste em estruturas flutuantes com cortinas suspensas, que, instaladas transversalmente

aos rios, funcionam como uma barragem de lixo. Esse sistema é melhor adaptado em rios lentos e capta apenas os resíduos flutuantes, sendo sua manutenção feita manualmente ou por meio de barcos, caso o rio seja muito largo.

Figura 6.8 – *Litter booms* instalada no Rio Los Angeles.
Fonte: Santa Clara Valley (2007, p. 3).

No entanto, o tipo de barragem de lixo a ser utilizado depende do volume de material flutuante que se espera recolher naquele local durante um evento de chuva. Na Austrália, por exemplo, utiliza-se o polietileno; já no Brasil, utiliza-se, entre outros materiais, a garrafa PET.

A maioria das barragens de lixo são instaladas de forma a serem fixadas em pontos opostos nas margens do canal, com folga suficiente para a formação de um semicírculo no leito. Assim, o acúmulo de resíduos ocorre no centro da barragem, que geralmente coincide com o meio do rio, região em que a velocidade da água é mais elevada. Contudo, se a velocidade for muito alta, pode ocorrer o arrastamento dos resíduos por baixo da barragem.

Quanto à eficiência, ela tem sido muito variável. Por exemplo, o município de Los Angeles, entre 2006 e 2007, testou um sistema próximo à foz do Rio Los Angeles, em Long Beach, tendo sido coletadas, durante esse período, aproximadamente 150 toneladas de lixo urbano e resíduos (SANTA CLARA VALLEY, 2007), o que corresponde a uma eficiência de coleta estimada em 80%. Todavia, dados históricos de coleta indicam uma grande variação no volume de resíduos coletados depois de um evento de chuva. Nesse caso, aproximadamente 90% do resíduo recolhido consiste de vegetação, sendo os 10% restantes isopor e plástico.

Um estudo em Melbourne, Austrália, realizado por McKay e Marshall (1993), utilizou resíduos previamente marcados e liberados no montante da estrutura de coleta para a determinação da sua eficiência, o que resultou em valores entre 12 e 50% de material recapturado, os quais foram considerados preliminares, devido à baixa quantidade de itens liberados e a não representatividade de todos os resíduos da bacia hidrográfica.

Já em Nova Iorque, foram testados quatro sistemas similares, durante 2 anos, em Jamaica Bay. Nesse caso, o material flutuante foi coletado por um navio e a avaliação da eficiência da barragem de lixo foi feita por meio da quantificação do material flutuante na água e nas margens antes e depois das instalações. Os resultados mostraram retenção de 75%, sendo que, nesses dois anos de monitoramento, foram retirados 44,8 toneladas de lixo do sistema (SANTA CLARA VALLEY, 2007).

No Brasil, uma iniciativa do Instituto Estadual do Ambiente (Inea) implantou, na cidade do Rio de Janeiro, um projeto que consiste na instalação, dentro dos rios, próximo à foz, de estruturas flutuantes chamadas “ecobarreiras”. O objetivo dessas estruturas, muito similares às americanas, é a contenção dos resíduos despejados nos rios e seu encaminhamento para a reciclagem em cooperativas, promovendo a geração de emprego e renda para a população que vive nos arredores.

As ecobarreiras foram inicialmente implantadas em rios urbanos que deságuam na Baía de Guanabara e, num segundo momento, em rios que deságuam no sistema lagunar da Barra da Tijuca – a primeira ecobarreira foi implantada em 2004, no Rio Irajá, zona norte do Rio de Janeiro (SERLA, 2005).

Em 2006, as cinco ecobarreiras em funcionamento retiravam 5 toneladas de lixo por dia, sendo que 15 a 20% do material foi encaminhado para a reciclagem. Atualmente, com 9 unidades, são coletadas aproximadamente 15 toneladas de lixo por dia, segundo informações dos relatórios da Federação das Cooperativas de Catadores de Materiais Recicláveis (FEBRACOM, 2009). A Tabela 6.12 apresenta dados do montante de lixo capturado de janeiro a setembro de 2009.

Tabela 6.12 – Resíduos sólidos coletados nas ecobarreiras do Rio de Janeiro (kgf).

Ecobarreira	1 a 6/2009	7 a 9/2009	Total
Marapendi	14.556	3.359	17.915
Sernambetiba	-	321.600	321.600
Meriti	1.557.003	311.321	1.868.324
Itanhangá	1.884.850	827.399	2.712.249
Arroio Fundo	553.045	122.281	675.326
Cunha	302.235	246.061	548.296
Docas	47.135	6.622	53.757
Ceasa	57.055	27.555	84.610
Inaja	92.419	28.115	120.534
Total			6.402.611

Fonte: Febracom (2009).

Tabela 6.13 – Taxa de resíduos sólidos gerada em algumas bacias urbanas do Rio de Janeiro.

Ecobarreira	Total (kgf)	Área drenagem (km²)	Taxa de lixo (kgf/ha.mês)
Marapendi (Canal Marapendi)	17.915	8,9	2,24
Meriti (Rio Meriti-Pavuna)	1.868.324	106,6	19,47
Cunha (Canal do Cunha)	548.296	63,6	9,58
Docas (Canal do Mangue)	53.757	42,8	1,40
Irajá (Rio Irajá)	120.534	35,7	3,75

Fonte: Coelho (2007) e Cypriano (2009).

Observa-se, na Tabela 6.13, que as ecobarreiras Meriti e Cunha, ambas localizadas na bacia hidrográfica da Baía de Guanabara, retêm quantidade de resíduos sólidos muito elevada. Em comparação, as pesquisas realizadas em bacias urbanas na África do Sul, as quais apresentam volume excessivo de resíduos, mostraram montantes menores, como 82 kgf/ha.ano, em Springs, ou 51 a 114 kgf/ha.ano, para área residencial pobre e sem varrição em Cape Town.

Por sua vez, as demais estruturas – Marapendi, Docas e Irajá – retêm montantes menores, porém significativos, levando em consideração as pesquisas similares citadas anteriormente.

Uma observação importante a ser feita, analisando-se esses dados, é quanto ao montante maior de resíduos observado nos meses de chuva, visto que as

precipitações favorecem o arraste dos resíduos que estão na bacia para os rios e córregos. Aliás, essa questão carece de estudos mais aprofundados no que se refere ao uso e ocupação da área da bacia hidrográfica, que exercem grande influência na quantidade de resíduos sólidos veiculada pelos corpos d'água, pois, uma vez sabendo o montante retirado das ecobarreiras, estudar a sua relação com as características da bacia, a qualidade dos serviços públicos ou, mesmo, a ocupação do tipo subnormal poderia trazer informações relevantes para a elaboração de planos de gestão pelo poder público.

A Figura 6.9 mostra uma das ecobarreiras instaladas no município do Rio de Janeiro, que, no caso, foi elaborada com garrafas PET, que permitem a flutuação da barragem, e acabou retendo também gigogas, que são plantas que se desenvolvem rapidamente em águas poluídas.

Figura 6.9 – Ecobarreira no Canal Marapendi, Recreio dos Bandeirantes-RJ.

Fonte: Associação de Imprensa da Barra (AIB, 2010).

Cuiabá no estado do Mato Grosso e João Pessoa na Paraíba adotaram a estrutura que começou a ser utilizada no Rio de Janeiro, com ressalvas, pois o poder público entende que a solução é paliativa e não resolve totalmente a questão da veiculação do lixo através dos córregos urbanos. Já no estado de São Paulo, através de uma iniciativa do Governo do Estado, a Sabesp implantou, em 2011, ecobarreiras em 11 córregos que deságuam na represa do Guarapiranga, um dos principais mananciais da RMSP, que abastece 3,5 milhões de pessoas; o lixo é removido por barcos diariamente e levado para um aterro sanitário. Nos meses secos, o montante

retirado está em torno de 20 m³ por dia e estima-se que, nos meses chuvosos, esse valor será 50% maior (SABESP, 2011).

Finalizando, importa abordar o estudo realizado por Armelin, Pinto e Martins (2007), que teve por finalidade avaliar os mecanismos de assoreamento, causado pelo lixo transportado no escoamento, dos reservatórios de retenção utilizados no controle de atenuação de cheias urbanas.

O estudo fundamentou-se em ensaios em modelo hidráulico reduzido, composto de um canal e um vertedouro do tipo soleira lateral, comumente utilizados nessas estruturas de retenção. No canal, foram simulados lançamentos sistemáticos de resíduos sólidos típicos e observado o comportamento da retenção destes pelo reservatório, em função das diferentes condições de funcionamento da estrutura. Já o método de análise consistiu no estabelecimento de correlação entre a taxa de arrastamento de lixo pelo vertedor lateral e as variáveis hidráulicas.

As simulações foram realizadas no mesmo modelo físico utilizado no presente estudo e os resíduos sólidos escolhidos, entre a grande variedade que se encontra nos rios urbanos, foram: sacos de lixo, garrafas PET e galhos de árvores. Ainda, a escala de modelação utilizada para as estruturas hidráulicas foi de 1:13, levando em consideração o espaço físico disponível e a imposição de características hidráulicas que viabilizassem as medições. A mesma escala foi utilizada para os resíduos sólidos (Tabela 6.14).

Tabela 6.14 – Dados do protótipo e do modelo na modelação em volume dos resíduos sólidos.

Tipo	Protótipo				Modelo			
	Largura (m)	Compr. (m)	Altura (m)	Diâmetro (m)	Largura (m)	Compr. (m)	Altura (m)	Diâmetro (m)
PET	-	0,32	-	0,11	-	0,025	-	0,009
Saco de lixo	0,20	0,21	0,13	-	0,015	0,016	0,010	-
Galho de árvore	-	1,30	-	0,04	-	0,100	-	0,003

Fonte: Armelin, Pinto e Martins (2007).

Uma vez que os modelos dos resíduos sólidos tiveram que ser produzidos em grande quantidade e manualmente, optou-se por procedimentos simples e rápidos, conforme apresentado na Figura 6.10.

Saco de lixo:

Confeccionado em isopor envolvido por saco plástico e amarrado com linha de costura.

Galho de árvore:

Confeccionado através do corte de palitos de churrasco.

Garrafa PET:

Confeccionada através do corte de canudos utilizados para beber refrigerantes.

Figura 6.10 – Produção de modelos de resíduos sólidos.

Além disso, ficou estabelecido que o local de lançamento seria no início do canal de aproximação, a uma distância de 1,0 m do tranquilizador, e, com relação à maneira de lançamento, estipulou-se que o lixo seria, um a um, derrubado no centro do canal.

Ao final de cada etapa do ensaio, no qual a vazão variava de forma crescente, foram coletados os resíduos sólidos que passaram direto pelo canal e acabaram retidos em rede à jusante, bem como os que entraram no reservatório de detenção através do vertedor lateral. Após a coleta realizada para cada vazão, os resíduos sólidos foram quantificados em cada geometria hidráulica estudada, sendo que, para

cada vazão, foram realizadas cinco leituras, com a finalidade de permitir um tratamento estatístico dos dados. A seguir, são apresentados alguns gráficos que ilustram as simulações realizadas (Figuras 6.11, 6.12 e 6.13).

Figura 6.11 – Variação do índice de arrastamento de lixo para o reservatório de detenção – Estr. hidr. 14-10.

Fonte: Armelin, Pinto e Martins (2007, p. 10).

Figura 6.12 – Variação do índice de arrastamento de lixo para o reservatório de detenção em relação à energia específica – Estr. hidr. 14-10.

Fonte: Armelin, Pinto e Martins (2007, p. 10).

Figura 6.13 – Variação do índice de arrastamento de lixo para o reservatório de detenção em relação à capacidade de escoamento do vertedor lateral – Estr. hidr. 14-10.

Fonte: Armelin, Pinto e Martins (2007, p. 11).

Esses estudos experimentais permitiram a elaboração das seguintes conclusões:

- os tipos de resíduos sólidos estudados apresentaram comportamento similar no arrastamento para o reservatório de detenção, apesar de possuírem pesos específicos diferentes;
- a taxa de arrastamento de lixo para o reservatório de detenção varia logaritmicamente com a energia específica e exponencialmente com a capacidade de engolimento do vertedor;
- as estruturas ensaiadas envolvendo a conjugação de cotas das soleiras dos vertedores laterais e das soleiras de fundo permitiram uma análise abrangente da faixa de valores do número de Froude do escoamento, resultando, assim, em uma ampla análise da capacidade de arrastamento sólido para o piscinão;
- o aumento progressivo da vazão de escoamento no canal, com o consequente aumento da carga específica na seção de entrada do vertedor lateral, resulta no aumento da capacidade de engolimento dos resíduos sólidos transportados por esse escoamento para o piscinão. Desse modo, reafirma-se a grande importância de uma definição adequada da cota da soleira do vertedor lateral e da soleira de fundo, quando necessária, para garantir a faixa de valores de nível da água, conforme diretrizes de projeto;

- o aspecto da simulação de um modelo que representasse as condições de um canal padrão, em função dos existentes na RMSP, foi fundamental para que se pudesse concluir sobre as efetivas condições operacionais do vertedor lateral e sua consequente capacidade de engolimento do material sólido carregado para os piscinões.

As tendências observadas através do ajuste de curvas são apenas sugestões de comportamento dos resíduos sólidos num processo que, na verdade é bem mais complexo do que as curvas indicam.

7 ESTUDO EXPERIMENTAL

7.1 Introdução

O estudo experimental foi realizado em modelo tridimensional hidráulico, construído com a finalidade de representar um córrego urbano genérico, em cuja parede está instalado um vertedor lateral que extravasa quando o nível da água se eleva acima de sua soleira, resultante do aumento de vazão.

Para a construção desse modelo, foram analisados alguns sistemas já implantados na RMSP, bem como idealizado um projeto que correspondeu, em termos geométricos, os valores médios dos reservatórios analisados.

Os ensaios realizados consistiram em um conjunto de simulações capazes de representar hidraulicamente o fenômeno, em análise, do transporte de elementos sólidos pelo escoamento.

7.2 Estudos de semelhança

Todo estudo de engenharia, no qual é necessária a previsão do comportamento de um sistema que ainda não foi executado, requer um meio de análise. Nesse sentido, para prever o comportamento de sistemas físicos, podem ser citados três importantes métodos:

- método analítico: utilização de uma ou mais leis gerais que permitam efetuar previsões dos valores das grandezas que interessam, em função dos valores de outras grandezas;
- método empírico: construção e observação de um sistema, formulando a hipótese de que as características essenciais não se modificam;
- método da semelhança: consiste em observações realizadas em outro sistema (modelo), cujo comportamento é semelhante ao do sistema que se

quer prever (protótipo), porém de diferentes dimensões. A escala, quando reduzida, permite certas vantagens, como a possibilidade de introdução de variáveis ou modificações mais fáceis e com custos reduzidos.

No presente estudo, foi adotado o método da semelhança, que leva em conta a teoria da semelhança, em que se adota uma série de princípios que permitem estabelecer as relações de transferência entre modelos e protótipos. Essa teoria, no entanto, apresenta certas limitações; uma delas diz respeito à definição clara de todas as grandezas que interferem no fenômeno físico, o que, em algumas situações, nem sempre é possível. Uma segunda limitação refere-se aos casos em que a redução das dimensões pode fazer surgir forças que não serão relevantes no protótipo. Também, pode ocorrer de as dimensões do modelo resultarem em valores excessivos, limitando a sua aplicação.

Além disso, a teoria da semelhança baseia-se na análise dimensional, pois leva em conta a natureza das grandezas físicas e a dependência entre elas. Assim, quando se pretende realizar um modelo físico de um dado protótipo, devem-se formular condições para que o seu funcionamento seja semelhante, do ponto de vista das relações, às três grandezas fundamentais (comprimento, massa e tempo), das diversas grandezas envolvidas nos fenômenos a serem considerados.

Apesar de existirem diferentes tipos de modelos físicos de semelhança geométrica (MOTTA, 1972), neste estudo, foi utilizado um modelo físico geometricamente semelhante, que é aquele cuja geometria é determinada pela redução, segundo um mesmo fator, de todas as características geométricas do protótipo.

7.2.1 Condições de semelhança

Em um escoamento incompressível, são necessárias as equações de conservação da massa e de quantidade de movimento para a sua descrição (HUGHES; BRIGHTON, 1979).

$$\nabla \vec{V} = 0 \quad (22)$$

$$\frac{\partial \vec{V}}{\partial t} + (\vec{V} \cdot \nabla) \vec{V} = -\frac{1}{\rho} \nabla p - g \nabla z + \frac{\mu}{\rho} \nabla^2 \vec{V} \quad (23)$$

Caso sejam introduzidas variáveis adimensionais, a equação adquire a forma adimensional. No caso, os adimensionais introduzidos estão relacionados a seguir e são indicados por asteriscos:

- $\vec{V}^* = \frac{\vec{V}}{V_0} \rightarrow \vec{V} = \vec{V}^* V_0$
- $x^* = \frac{x}{L} \rightarrow x = x^* L$
- $y^* = \frac{y}{L} \rightarrow y = y^* L$
- $z^* = \frac{z}{L} \rightarrow z = z^* L$
- $p^* = \frac{p}{\rho V_0^2} \rightarrow p = p^* \rho V_0^2$
- $t^* = \frac{t}{\frac{V_0}{L}} \rightarrow t = t^* \frac{V_0}{L}$

Sendo V_0 e L , grandezas características.

Assim, da equação 22, tem-se:

$$\nabla^* \vec{V}^* = 0 \quad (24)$$

E da equação 23:

$$\frac{\partial \vec{V}^*}{\partial t^*} + (\vec{V}^* \cdot \nabla^*) \vec{V}^* = -\nabla^* p^* - \left(\frac{1}{Fr^2} \right) \nabla^* z^* + \left(\frac{1}{Re} \right) \nabla^{*2} \vec{V}^* \quad (25)$$

Onde:

$$Fr^2 = \frac{V_0^2}{gL} \quad \text{e} \quad Re = \frac{V_0 L}{\frac{\mu}{\rho}}$$

Sendo Fr o número de Froude e Re , o número de Reynolds.

Para que as equações 24 e 25 forneçam a mesma solução quando aplicadas a um modelo e um protótipo, que se sabe, são semelhantes, os coeficientes das equações diferenciais precisam ser iguais. Portanto, a condição geral de semelhança exige que:

- $Fr_m = Fr_p$
- $Re_m = Re_p$

No caso de escoamento à superfície livre, além dos números de Reynolds e de Froude, outros grupos adimensionais que também regem o fenômeno são os números de Mach e de Weber. Dessa forma, têm-se quatro grandes grupos que regem o escoamento em superfície livre, quais sejam:

$$Re = \frac{V \cdot D_H}{\nu} = \text{número de Reynolds} \quad (26)$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}} = \text{número de Froude} \quad (27)$$

$$M = \frac{V}{c} = \text{número de March} \quad (28)$$

$$W = \frac{\rho V^2 D_H}{\sigma} = \text{número de Weber} \quad (29)$$

Sendo:

V = velocidade média do escoamento;

D_H = diâmetro hidráulico;

ρ = massa específica do fluido;

σ = coeficiente de tensão superficial do fluido;

ν = viscosidade cinemática do fluido;

g = aceleração da gravidade;

y = profundidade média do escoamento à superfície livre;

c = velocidade de propagação de onda elástica no meio fluido.

O número de Reynolds é a relação entre as forças de inércia, representadas pela velocidade (V), e as forças viscosas, representadas pelo coeficiente de

viscosidade cinemática (ν) do fluido. Já o número de Froude é a relação entre as forças de inércia (V) e as forças gravitacionais (g). Ainda, o número de March relaciona a velocidade do escoamento e a velocidade de propagação do som no meio fluido, e o número de Weber, as forças de inércia e as forças de tensão superficial.

Analisando as expressões 26, 27, 28 e 29, é fácil verificar que a igualdade de todos os grupos adimensionais entre dois escoamentos geometricamente semelhantes só é possível para a potência da escala geométrica unitária, pois essa igualdade implica que todas as outras grandezas devem ser proporcionais a essa potência da escala geométrica. Por exemplo, as viscosidades, em dois escoamentos semelhantes, deverão ser também proporcionais à escala geométrica, assim como o tempo, a velocidade, o coeficiente de tensão superficial etc. Tal condição é, de modo geral, impossível de ser atendida numa outra escala diferente da unitária, por limitações físicas.

Assim, efetivamente, é impossível a realização de modelos físicos verdadeiros; matematicamente falando, entretanto, é possível a realização de modelos adequados. A experiência tem mostrado que, na representação de determinados fenômenos, alguns adimensionais são mais importantes que outros e, dentro de alguns critérios, a sua representação pode ser feita através da igualdade de somente um desses grupos adimensionais, sem prejuízo da modelação. Por exemplo, no caso de um canal de superfície livre provido de um vertedor lateral, foi possível desprezar a influência de determinadas forças, como as forças de compressibilidade, devido à consideração da água como um fluido incompressível, de forças de tensão superficiais, sendo o tamanho físico do modelo suficientemente grande. Dessa forma, os adimensionais respectivos – números de Mach e de Weber – foram desprezados.

Já para abrir mão da igualdade de Reynolds, é necessário analisar se os efeitos da viscosidade podem ser desprezados, o que se sabe ser possível, caso o escoamento seja plenamente turbulento. No modelo, verificou-se que o número de Reynolds estava acima dos limites de transição de escoamento laminar e turbulento ($R > 4000$), de modo que foi determinado para uma situação de mínima vazão observada nos ensaios realizados (Tabela 7.1).

Tabela 7.1 – Características do escoamento na condição de vazão mínima.

Vazão (m ³ /s)	y _m (m)	R _H (m)	D _H (m)	V (m/s)	Re
0,0162	0,127	0,078	0,311	0,319	98195

Obs.: D_H = diâmetro hidráulico; ν = viscosidade cinemática da água a 20 °C ($1,01 \cdot 10^{-6}$ m²/s).

Sabe-se, então, que o escoamento que ocorre no modelo físico é turbulento, porém é necessário analisar se é plenamente turbulento, pois, nessa condição, a turbulência mascara completamente o efeito da viscosidade no líquido (PIMENTA, 1981) e, por isso, a semelhança de Reynolds pode ser desprezada. Nesse sentido, cabe ressaltar que a condição de plena turbulência ocorre quando o regime de escoamento é hidraulicamente rugoso, razão pela qual precisou ser verificada.

A rugosidade absoluta (k) tem significado físico, relacionado ao tamanho da rugosidade da parede, podendo ser medida. No entanto, o coeficiente n da equação de Manning, apesar de ser um parâmetro associado à rugosidade, não pode ser medido.

Em análise à rugosidade absoluta do canal, observou-se que o fundo apresentava maior rugosidade que as paredes. Assim, através de artifício específico, determinou-se a rugosidade média do fundo do canal como sendo k=0,0023 m, porém o mesmo não pôde ser realizado para as paredes; nesse caso, foi consultada a bibliografia e adotado o valor k=0,0007 m, para argamassa de cimento em bom estado (PIMENTA, 1981).

Por sua vez, a equação 30 representa a lei de resistência para escoamentos turbulentos em tubos circulares rugosos. Nesse caso, o efeito do atrito é principalmente influenciado pelo tamanho e pela configuração da aspereza das paredes, uma vez que a ruptura da subcamada laminar possibilita desprezar as tensões tangenciais viscosas (PORTO, 1998).

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \left(\frac{3,71 D_H}{k} \right) \quad (30)$$

Sendo:

f = fator de atrito;

D_H = diâmetro hidráulico;

K = rugosidade absoluta das paredes;

Contudo, utilizando o conceito do diâmetro hidráulico da seção, essa equação, desenvolvida para condutos rugosos, pode ser apresentada da seguinte forma:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \left(\frac{14,84 R_H}{k} \right) \quad (31)$$

.Sendo:

R_H = raio hidráulico;

Já através da equação de Chezy, pode-se introduzir o seu coeficiente:

$$C = \sqrt{\frac{8g}{f}} = \sqrt{8g} 2 \log \left(\frac{14,84 R_H}{k} \right) = \frac{R_H^{1/6}}{n} \quad (32)$$

Sendo:

n = rugosidade de Manning.

Levando em consideração que o coeficiente C é proporcional à rugosidade relativa R_H/K , tem-se:

$$C = m \left(\frac{R_H}{k} \right)^{1/6} \quad (33)$$

Como o coeficiente de proporcionalidade (m) vale 25,6 (PORTO,1998), então:

$$C = 25,6 \left(\frac{R_H}{k} \right)^{1/6} = \left(\frac{R_H}{n} \right)^{1/6}$$

$$n = 0,039 k^{1/6} \quad (34)$$

Ainda, supondo-se que o regime de escoamento que ocorre no modelo físico seja plenamente rugoso, têm-se os seguintes coeficientes de Manning para as paredes e o fundo do canal:

$$n(\text{parede}) = 0,039 \cdot 0,0007^{1/6} = 0,0116$$

$$n(\text{fundo}) = 0,039 \cdot 0,0023^{1/6} = 0,0142$$

Tendo o fundo e as paredes diferentes rugosidades, fez-se necessária a determinação de uma rugosidade equivalente. Assim, assumindo que a força total de resistência ao escoamento, originada pelo efeito de cisalhamento junto ao perímetro (P), é igual à soma das forças de resistência em cada subárea de perímetro (P_i), a rugosidade equivalente é dada pela seguinte expressão (PORTO, 1998):

$$n_e = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (P_i \eta_i)}{P} \right] \quad (35)$$

Sendo:

n_e = rugosidade equivalente;

P = perímetro molhado (m);

N = número de subseções.

n_e	k_e (m)	D_H/k_e	Re
0,0133	0,00157	198	98195

Sendo:

Re = número de Reynolds;

D_H/k_e = rugosidade relativa.

Através dos valores do número de Reynolds e da rugosidade relativa e utilizando o ábaco de Moody-Rouse (Figura 7.1), observa-se que o escoamento que ocorre no modelo físico para a mínima vazão ensaiada pode ser considerado turbulento rugoso, pois, para a rugosidade relativa correspondente, não ocorre variação do coeficiente de atrito “f” para número de Reynolds maior ou igual a 10^5 .

Como essa verificação foi feita para a menor vazão de interesse, pode-se considerar, portanto, que o regime de escoamento que ocorre no modelo é turbulento rugoso, de modo que se pode desprezar a semelhança de Reynolds, restando, então, a semelhança de Froude.

Figura 7.1 – Localização dos pares de pontos (f, R) para a vazão mínima ensaiada – Diagrama de Rouse adaptado.

Fonte: Azevedo Netto modificado (1998)

Num escoamento de superfície livre, o adimensional mais importante é o número de Froude, pois as forças que governam o escoamento são as gravitacionais e de inércia. Logo, adotando o número de Froude como sendo o adimensional que rege o fenômeno, tem-se a semelhança de Froude.

Nesse contexto, a igualdade dos números de Froude entre dois escoamentos com dimensões geométricas diferentes gera a desigualdade de outros grupos adimensionais, ocorrendo os chamados “efeitos de escala”, os quais podem ser desprezados com a adoção de uma escala geométrica mínima. Os efeitos devidos à tensão superficial, por exemplo, podem ser superados, segundo Kobus (1981), se as lâminas de água na região em estudo forem superiores a 2,0 cm.

7.2.2 Critério de semelhança de Froude

Para a modelação de escoamentos à superfície livre, estabelece-se a igualdade entre os números de Froude do modelo e do protótipo. Essa condição, por si só, determina as relações de extrapolação para o protótipo das diversas grandezas medidas no modelo.

Assim, fazendo a igualdade entre os números de Froude do modelo e do protótipo, tem-se:

$$\frac{V_m}{\sqrt{g \cdot y_m}} = \frac{V_p}{\sqrt{g \cdot y_p}} \quad (36)$$

Sendo λ a escala geométrica:

$$\lambda = \frac{L_m}{L_p} \quad (37)$$

Resultam as seguintes escalas:

$$\text{Escala de velocidades:} \quad \frac{V_p}{V_m} = \lambda^{1/2} \quad (38)$$

$$\text{Escala de pressões:} \quad \frac{p_p}{p_m} = \lambda \quad (39)$$

$$\text{Escala de tempos:} \quad \frac{T_p}{T_m} = \lambda^{1/2} \quad (40)$$

$$\text{Escala de vazões:} \quad \frac{Q_p}{Q_m} = \lambda^{5/2} \quad (41)$$

Nas quais, os subíndices “p” e “m” referem-se ao protótipo e ao modelo, respectivamente, e “L” é uma dimensão característica.

7.2.3 Determinação da escala do modelo

Dados do protótipo a serem modelados

- Largura do vertedor lateral retangular (acesso ao reservatório) = 13,00 m;
- Escala do modelo: 1:13.

Determinação das dimensões do modelo

- a) Escala geométrica: A escala geométrica foi fixada de maneira que se pudesse construir um modelo que resultasse no maior canal possível, para que se estabelecesse o regime uniforme, levando em conta as limitações do espaço físico do laboratório.

$$\frac{L_{\text{modelo}}}{L_{\text{protótipo}}} = \lambda = \frac{1}{13} \quad (42)$$

A Tabela 7.2 mostra as características geométricas do canal de alimentação e da soleira lateral, que permite o acesso ao reservatório de detenção:

Tabela 7.2 – Características geométricas do modelo físico.

Características geométricas (modelo)	Largura (m)	Altura (m)
Canal de alimentação	0,40	0,40
Vertedor lateral retangular do reservatório de detenção	1,00	0,12

- b) Escala de vazão:

$$\frac{Q_{\text{modelo}}}{Q_{\text{protótipo}}} = \lambda^{5/2} \quad (43)$$

7.2.4 Esquema de funcionamento do modelo reduzido

A construção deste modelo contemplou apenas a representação do córrego do qual se pretende reduzir a vazão de cheia e do vertedor lateral retangular, que permite a entrada de parte da vazão para o reservatório de retenção, sendo que, após a passagem por esse vertedor, a água é encaminhada para o canal de restituição, onde foi implantado um vertedor triangular (vertedor 1), no qual deverá ser feita a medição da vazão. Já a vazão que continua a escoar pelo canal representativo do córrego é encaminhada para outro canal de restituição, onde foi implantado um vertedor retangular (vertedor 2), cuja finalidade também é a medição da vazão.

A soma das vazões dos vertedores 1 e 2 resultará na vazão total que escoar no canal representativo do córrego a montante da saída para o reservatório de retenção, conforme esquematizado na Figura 7.2.

Figura 7.2 – Esquema de implantação dos medidores de vazão no modelo reduzido.

7.3 Aspectos de construção do modelo

O modelo reduzido tridimensional foi construído sobre o piso do *hall* externo do Laboratório de Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

As paredes foram construídas com blocos de cimento de 20 cm de espessura, com cinta de amarração de concreto armado e, em função do traçado em planta das paredes de contorno, foram posicionadas juntas de dilatação, de forma a evitar o aparecimento de trincas. Da mesma forma que nas paredes construídas anteriormente, a impermeabilização foi feita com revestimento em argamassa de cimento e areia queimado e, posteriormente, foi aplicada pintura de “veda laje”.

Quanto à alimentação do modelo (Figura 7.3), esta é feita pela extremidade de montante do modelo, por meio de canalização que alimenta uma câmara de tranquilização, que, por sua vez, encaminha o escoamento para o canal afluente. Ainda, é feita a partir de um Reservatório de Nível Constante (RNC), alimentado por conjuntos motor-bomba, que retiram a água de um reservatório inferior; a partir dele, por meio de uma tubulação de ferro fundido com 300 mm de diâmetro, a água é conduzida à entrada do modelo.

As Figuras 7.3, 7.4, 7.5 e 7.6 ilustram alguns aspectos do modelo construído.

Figura 7.3 – Sistema de alimentação do modelo – Tubulação de entrada e registro de controle.

Figura 7.4 – Vertedor triangular de saída do reservatório de detenção.

Figura 7.5 – Vertedor lateral.

Figura 7.6 – Vertedor retangular.

7.4 Instrumentação utilizada

A instrumentação utilizada para a coleta de dados foi composta pelos equipamentos descritos a seguir.

7.4.1 Medição de Vazão

O modelo dispõe de dois vertedores, sendo um triangular e outro retangular, ambos instalados nos canais de restituição, provenientes do reservatório de detenção e do canal de alimentação, para a medição das vazões.

7.4.2 Medição de nível d'água

Para a medição dos níveis d'água, foram utilizadas pontas limnimétricas e réguas de medição direta, tendo sido instaladas duas pontas nos canais de restituição, junto aos vertedores triangular e retangular, e cinco réguas no canal: uma no montante do vertedor lateral, uma na jusante e as três restantes junto ao vertedor lateral.

7.5 Parâmetros hidráulicos

A seguir, são descritos alguns parâmetros hidráulicos fundamentais para as simulações propostas, relacionados ao modelo físico. Destes, apenas a vazão é medida, de forma indireta, pois para a sua determinação, mediu-se carga, sendo os demais calculados.

7.5.1 Vazão no modelo

$$\frac{Q_m}{Q_p} = \left(\frac{1}{13} \right)^{2,5} \quad (44)$$

Sendo:

Q_m = vazão no modelo;

Q_p = vazão no protótipo.

7.5.2 Largura do canal de aproximação

Foi fixado o valor de $B = 0,40$ m.

7.5.3 Velocidade

Para a determinação da velocidade, utilizou-se a relação entre a vazão total e área molhada no ponto em que foi feita a medição.

$$V = \frac{Q}{A_m} \quad (45)$$

Onde:

V = velocidade do escoamento (m/s);

Q = vazão do escoamento (m³/s);

A_m = área molhada do canal (m²).

7.5.4 Número de Froude

Corresponde ao parâmetro adimensional que identifica o tipo de escoamento; assim:

- se $Fr < 1$: o escoamento é subcrítico, ou seja, fluvial;
- se $Fr > 1$: o escoamento é supercrítico, ou seja, torrencial;
- se $Fr = 1$: o escoamento é crítico.

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gy}}$$

Onde:

v = velocidade do escoamento (m/s);

g = aceleração da gravidade (m/s²);

y = profundidade da lâmina de água (m).

7.5.5 Coeficiente de descarga do vertedor lateral:

$$C_d = \frac{5Q_L}{2B\sqrt{2g}} \cdot \frac{(y_2 - y_1)}{(y_2^{2,5} - y_1^{2,5})} \quad (46)$$

Onde:

Q_L = vazão através do vertedor lateral (m^3/s);

B = largura do canal (m);

h_1 = altura da água a partir da crista imediatamente a montante da soleira lateral (m);

h_2 = altura da água a partir da crista imediatamente a jusante da soleira lateral (m).

7.6 Comportamento hidráulico do modelo físico

Uma vez constituído o modelo físico, fez-se necessário dar início ao seu funcionamento e à realização de ensaios preliminares, sem a inclusão de resíduos sólidos, a fim de observar a variação dos parâmetros hidráulicos com o incremento da vazão. Para tanto, trabalhou-se com três arranjos hidráulicos distintos, que consistiram na variação da altura da soleira reguladora de nível, instalada no final do canal. A soleira lateral teve a sua altura ajustada para 12 cm, enquanto a soleira de fundo foi ajustada para alturas de 10, 8 e 6 cm.

A Figura 7.7 ilustra essa disposição e a Tabela 7.3 relaciona as combinações formadas e suas características.

Figura 7.7 – Esquema indicativo das estruturas hidráulicas no modelo reduzido.

Tabela 7.3 – Características hidráulicas dos escoamentos segundo o arranjo utilizado (ensaios preliminares).

Estrutura hidráulica	Altura do vertedor lateral (cm)	Altura da comporta reg. de nível (cm)	Q Vazão medida a montante vertedor lateral (l/s)	V Velocidade calculada a montante vertedor lateral (m/s)	Fr Montante do vertedor lateral	y Altura medida do nível da água a montante do vertedor lateral (m)
1	12	6	35 a 70	0,59 a 0,74	0,65 a 0,73	0,15 a 0,23
2	12	8	22 a 63	0,42 a 0,72	0,47 a 0,72	0,12 a 0,22
3	12	10	15 a 49	0,34 a 0,78	0,30 a 0,78	0,12 a 0,18

Todos os resultados das simulações preliminares realizadas, bem como a determinação de algumas variáveis importantes, estão relacionados na Tabela 7.4.

Tabela 7.4 – Resultados das simulações realizadas sem os resíduos sólidos.

Configuração hidráulica	Vazão (m ³ /s)			y (m)	Pm (m)	Canal de montante			
	Piscinão	Canal	Total			Am (m ²)	RH (m)	v (m/s)	Fr _m
Q1 (12-10)	0,002	0,0162	0,019	0,12	0,649	0,050	0,077	0,374	0,345
Q2 (12-10)	0,001	0,0139	0,015	0,13	0,652	0,050	0,077	0,299	0,265
Q3 (12-10)	0,004	0,0166	0,021	0,14	0,674	0,055	0,081	0,377	0,322
Q4 (12-10)	0,007	0,0195	0,026	0,15	0,695	0,059	0,085	0,443	0,365
Q5 (12-10)	0,007	0,0209	0,028	0,15	0,700	0,060	0,086	0,472	0,389
Q6 (12-10)	0,011	0,0249	0,036	0,17	0,731	0,066	0,091	0,548	0,424
Q7 (12-10)	0,019	0,0335	0,052	0,18	0,751	0,070	0,093	0,745	0,561
Q8 (12-10)	0,017	0,0313	0,049	0,18	0,768	0,074	0,096	0,661	0,497
Q1 (12-8)	0,001	0,027	0,028	0,12	0,641	0,048	0,075	0,585	0,539
Q2 (12-8)	0,001	0,021	0,022	0,13	0,662	0,052	0,079	0,418	0,370
Q3 (12-8)	0,003	0,026	0,029	0,14	0,675	0,055	0,081	0,531	0,453
Q4 (12-8)	0,006	0,032	0,038	0,16	0,722	0,064	0,089	0,585	0,467
Q5 (12-8)	0,006	0,034	0,040	0,17	0,734	0,067	0,091	0,597	0,462
Q6 (12-8)	0,009	0,037	0,046	0,18	0,752	0,070	0,094	0,647	0,487

Configuração hidráulica	Vazão (m ³ /s)			y (m)	Pm (m)	Canal de montante			
	Piscinão	Canal	Total			Am (m ²)	RH (m)	v (m/s)	Fr _m
Q7 (12-8)	0,012	0,044	0,057	0,20	0,800	0,080	0,100	0,710	0,507
Q8 (12-8)	0,011	0,052	0,063	0,22	0,840	0,088	0,105	0,717	0,488
Q1 (12-6)	0,000	0,035	0,035	0,15	0,698	0,060	0,085	0,590	0,486
Q2 (12-6)	0,003	0,041	0,044	0,17	0,730	0,066	0,090	0,660	0,511
Q3 (12-6)	0,005	0,047	0,052	0,19	0,787	0,077	0,098	0,668	0,489
Q4 (12-6)	0,006	0,043	0,049	0,19	0,773	0,075	0,097	0,658	0,482
Q5 (12-6)	0,006	0,054	0,060	0,22	0,842	0,088	0,105	0,679	0,462
Q6 (12-6)	0,010	0,060	0,070	0,24	0,880	0,096	0,109	0,729	0,475
Q7 (12-6)	0,008	0,060	0,068	0,23	0,857	0,091	0,107	0,744	0,495

Obs.: y = altura da lâmina de água, a partir do fundo do canal, a montante da soleira lateral; Pm = perímetro molhado; Am = área molhada; RH = raio hidráulico; v = velocidade média no canal a montante da soleira lateral; Fr_m = número de Froude a montante da soleira lateral.

Por sua vez, a Figura 7.8 ilustra a distribuição dos pontos resultantes das simulações elaboradas com os três arranjos hidráulicos escolhidos, na qual as linhas de tendência foram ajustadas aos dados, resultando nas curvas-chave, que são aquelas obtidas a partir de dados amostrais de vazão, que são relacionados ao nível da água no local de observação. Observa-se que todas as curvas-chave geradas comportam-se aproximadamente da mesma maneira, determinando, assim, a possibilidade de utilização de qualquer conjunto de estrutura hidráulica para a realização de ensaios posteriores, incluindo resíduos sólidos.

Figura 7.8 – Curvas de descarga medidas das estruturas hidráulicas estudadas.

Figura 7.9 – Relação entre o número de Froude e a capacidade de engolimento do vertedor.

Já na Figura 7.9, pode-se verificar que, quanto maior o número de Froude, ou seja, a velocidade do escoamento, maior é o engolimento do vertedor lateral, porém, conforme esse adimensional vai aumentando, a capacidade de engolimento vai diminuindo. Além disso, as curvas comportam-se de maneira ascendente até um ponto máximo, com exceção do arranjo 12-08, que não apresenta esse detalhe porque a máxima vazão simulada não foi suficiente para o seu alcance. Nesse sentido, como cada conjunto de estrutura hidráulica tem comportamento distinto com relação à eficiência, classificou-se como conjunto mais eficiente o vertedor lateral de altura 12 cm e comporta de fundo 10 cm.

Ainda, conforme a vazão aumenta, ou seja, a velocidade, também aumenta a energia específica, que pode ser definida como a soma da altura do nível da água e da energia cinética. Nesse caso, todos os conjuntos de estruturas hidráulicas estudados tiveram comportamento similar, diferindo as energias específicas para todos eles, devido às alturas distintas das soleiras reguladoras de fundo.

Já o coeficiente de descarga do vertedor lateral, como dito anteriormente, foi amplamente estudado, ao longo dos anos, por muitos pesquisadores, no entanto os resultados diferem significativamente de pesquisa para pesquisa, demonstrando o quanto o processo de vertimento de água através de uma soleira lateral, implantada num canal, é complexo.

Baseando-se nos resultados dos ensaios preliminares, os dados do Cd foram plotados em relação ao número de Froude para equações determinadas por Subramanya e Awasthy (1972), Dominguez (1978), Ranga Raju, Prasad e Gupta (1979), Singh, Manivannan e Satyanarayana (1994) e Borghei, Jalili e Ghodsian (1999). A Figura 7.10 ilustra as tendências dos coeficientes de descarga em relação ao número de Froude, imediatamente a montante da soleira, as quais diferem umas das outras. A reta ajustada segundo a equação de Dominguez (1978) parece ser a tendência média entre as demais observadas.

Figura 7.10 – Tendências dos coeficientes de descarga em relação ao número de Froude, segundo alguns pesquisadores.

7.6.1 Introdução dos resíduos sólidos no modelo físico

Denominam-se resíduos sólidos aqueles nos estados sólido e semissólido, que resultam de atividades de origem industrial, doméstica, hospitalar, comercial, agrícola, de serviços e de varrição (ABNT, 2004).

Uma das diversas formas de se classificar o resíduo sólido é quanto à sua origem, ou seja: resíduo urbano (residencial, comercial, varrição, feiras livres, capinação e poda), resíduo industrial e resíduo proveniente de serviços de saúde e agrícolas.

Embora a disposição inadequada dos resíduos sólidos urbanos possa resultar em problemas ambientais de grande importância, são pouco estudados os problemas de saúde pública que decorrem do contato das populações com eles, principalmente os de característica predominantemente urbana, porque é relevante neles a grande parcela de resíduos inertes, não biodegradáveis e não contaminados (metais, plásticos, isopor, papel, papelão etc.).

Nas calhas dos rios e reservatórios de retenção, existe uma enorme variedade de resíduos sólidos encontrados, os quais variam segundo as características da bacia hidrográfica. Assim, observando-se o material retirado de reservatórios de retenção em ocasiões de limpeza, além dos sedimentos, que causam assoreamento, o qual ocupa a maior parte desse volume, têm-se embalagens, vidros, papéis, tecidos, metais, sacos plásticos, galhos de árvores etc., ou seja, resíduos de diferentes formas e tamanhos (Figura 7.11).

Figura 7.11 – Material de assoreamento e resíduos sólidos retirados do Reservatório do Bananal.

Fonte: RMSP (2004).

Nesse contexto, a modelação de resíduos tão distintos tornou-se uma difícil tarefa para o estudo, uma vez que foi necessário pesquisar qual tipo de material poderia ser utilizado para esse fim e que, ao mesmo tempo, conferisse o peso representativo do modelo. Optou-se, assim, pela utilização de estropor de diferentes tamanhos (Figura 7.12).

Figura 7.12 – Estiropor utilizado para a representação dos resíduos sólidos.

Modelação dos resíduos sólidos

A modelação em volume significa modelar as dimensões dos resíduos, o que já foi realizado por Armelin, Pinto e Martins (2007), porém a desvantagem desse tipo de modelação é a não representatividade do peso que exerce interferência no carregamento para o vertedor lateral.

Considerando que a escala linear de modelação utilizada para as estruturas hidráulicas foi de 1:13 e que a massa específica é a mesma para o modelo e o protótipo, determinou-se a massa dos resíduos sólidos modelados com a seguinte expressão:

$$\text{Escala linear} = \lambda L = \frac{1}{13} \quad (47)$$

$$m = \rho V \quad (48)$$

Sendo:

m = massa;

ρ = densidade;

V = volume.

$$\lambda_{\text{massa}} = \frac{m_{\text{modelo}}}{m_{\text{prototipo}}} = \frac{\rho \cdot V_{\text{modelo}}}{\rho \cdot V_{\text{prototipo}}} = \lambda L^3$$

$$\lambda_{\text{massa}} = \left(\frac{1}{13}\right)^3 = \frac{m_{\text{modelo}}}{m_{\text{prototipo}}}$$

$$m_{\text{modelo}} = 0,00045515 \cdot m_{\text{prototipo}} \quad (49)$$

A Tabela 7.5 mostra as relações entre o protótipo e o modelo dos resíduos sólidos veiculados pelos rios urbanos.

Tabela 7.5 – Relação entre o protótipo e o modelo de resíduo sólido (estiropor).

Estiropor	Peso	
	Modelo	Protótipo
Menor esfera	0,0011 gf	2,4168 gf
Maior esfera	0,0164 gf	36,0321 gf

7.6.2 Considerações preliminares dos ensaios com resíduos sólidos

Considerações iniciais

Antes do início das simulações, foi necessário o estabelecimento de certos procedimentos, para a minimização de distorções e para que o resultado do estudo pudesse ser o mais confiável possível.

Foram estabelecidos, portanto, três importantes procedimentos: definição do local de lançamento dos resíduos sólidos, definição do material representativo dos resíduos sólidos e definição da maneira como foram lançados os resíduos sólidos, sendo essa padronização utilizada em todas as simulações realizadas no modelo físico.

Local de lançamento dos resíduos sólidos no canal

Ficou estabelecido como local de lançamento um ponto no início do canal de aproximação, a uma distância de 0,5 m do reservatório de alimentação (Figura 7.13).

Figura 7.13 – Local de lançamento e coleta dos resíduos sólidos.

Definição do material representativo dos resíduos sólidos

Como informado anteriormente, o material utilizado para a representação dos resíduos sólidos foi o estiropor (Figura 7.14), que é o nome comercial da forma expandida do poliestireno, que é um material derivado do petróleo. Esse material, conhecido mundialmente pela marca Isopor[®], tem baixa densidade e não absorve umidade.

Figura 7.14 – Estiropor de diferentes diâmetros para a representação dos resíduos sólidos.

O estiropor é constituído de pequenas esferas, cujo diâmetro é variável, o que confere heterogeneidade à amostra, sendo ideal para o estudo, uma vez que os resíduos veiculados pelos rios também apresentam grande heterogeneidade. A Tabela 7.6 mostra alguns exemplos.

Tabela 7.6 – Peso do protótipo e do modelo de alguns resíduos sólidos veiculados pelos rios urbanos no Brasil.

Item	Imagem	Peso do protótipo	Peso do modelo
Copo plástico de requeijão		17,47 gf	0,007951
Copo descartável		2,06 gf	0,000938
Tampa de refrigerante		2,47 gf	0,001124
Esponja de cozinha		8,32 gf	0,003787

Item	Imagem	Peso do protótipo	Peso do modelo
Galho de árvore		0,78 gf	0,000355
Ponta de cigarro		0,42 gf	0,000191
Embalagem de lã de aço		2,64 gf	0,001202
Embalagem de água sanitária		43,18 gf	0,019653
Embalagem de refrigerante		54,58 gf	0,024842
Embalagem de sorvete		56,52 gf	0,025725
Folhas secas de árvores		3,67 gf	0,00167
Pano de chão		78,0 gf	0,035502
Embalagem de luvas descartáveis		47,95 gf	0,021824
Tampa de isopor		21,57 gf	0,009818

Cumpre informar também que, uma vez que o estiropor é um material muito leve, com o qual é muito difícil de trabalhar ao ar livre, pois é facilmente carregado pelo vento, optou-se por misturá-lo à água, previamente ao seu lançamento no canal.

Os resíduos sólidos lançados podem seguir no canal à jusante ou ser encaminhados à soleira lateral, com acesso para o reservatório de detenção. Dessa forma, ao final de cada etapa do ensaio, a alimentação foi fechada e coletados os resíduos sólidos que passaram direto pelo canal e acabaram retidos em rede à jusante, bem como aqueles que entraram no reservatório de detenção, por meio do vertedor lateral. Esse material foi levado para a estufa (Figura 7.15), secado e pesado.

Figura 7.15 – Estufa em que foi realizada a secagem do estiropor.

Cada simulação foi executada com o lançamento de 28 gf de resíduo seco (Figura 7.16) e apenas uma vazão, sendo o volume ocupado por essa massa de, aproximadamente, $0,00209 \text{ m}^3$. Com esses dados, tem-se o peso específico do estiropor usado como sendo $12789,39 \text{ gf/m}^3$.

Figura 7.16 – Pesagem de 28 gf de estiropor.

Técnica para o lançamento dos resíduos sólidos no canal

Foi necessário o desenvolvimento de técnica específica para a realização do lançamento dos resíduos no canal, uma vez que era importante que o tempo de lançamento fosse igual para todas as simulações. Dessa forma, estipulou-se que a tarefa deveria ser feita a uma taxa constante, sendo a massa lançada e o tempo de lançamento conhecidos.

Uma dificuldade encontrada foi o fato de que as bolinhas de estiropor não se misturam à água e, num recipiente, apresentam a tendência de permanecer junto à superfície. Assim, foi necessário um sistema cujo fluxo fosse ascendente, para que as bolinhas pudessem ser carregadas a uma vazão constante.

O sistema concebido para o lançamento dos resíduos no canal consistiu na alimentação de garrafa plástica de dois litros com estiropor e água. A alimentação de água pela parte inferior da garrafa partiu de um reservatório elevado de nível constante, o que garantiu ao sistema a mesma vazão ao longo de todo o tempo de inclusão dos resíduos no canal. A Figura 7.17 ilustra o sistema adotado.

Figura 7.17 – Sistema de lançamento dos resíduos sólidos no canal.

Para cada simulação, foi preparada a garrafa contendo o estiropor, para o lançamento dos resíduos no canal, além de fixado o nível do reservatório que alimentava a garrafa e cronometrado o tempo de caimento do material.

Esquematização das simulações com os resíduos sólidos

Uma vez definidos os procedimentos, foi necessário esquematizar um plano de simulações, para que não ocorresse a realização de simulações que posteriormente poderiam ser consideradas desnecessárias. Para tanto, importava saber que cada ensaio no modelo físico levava, aproximadamente, 1,5 hora para ser realizado e que, após esse procedimento, ainda era imperativa a realização das tarefas de separação, secagem, pesagem e inclusão das informações no banco de dados do projeto.

Foram realizadas inúmeras simulações, das quais algumas foram abandonadas por terem sido feitas com arranjos hidráulicos que não mostraram resultados confiáveis e outras foram descartadas por apresentarem resultados errôneos, que identificavam distorções ocorridas na ocasião do ensaio, o que pode ter sido causado por leituras equivocadas.

Outras ocorrências de menor vulto, ocasionadas no momento do ensaio, também foram responsáveis pelo descarte da simulação correspondente, tais como: queda da garrafa de alimentação de resíduos sólidos no canal, queda da rede de

captação de resíduos no final do canal, ruptura da mangueira de alimentação de água da garrafa de resíduos, entre outras.

Por fim, o plano realizado consistiu na elaboração de quatro grandes frentes:

- ensaios apenas sem defletor;
- ensaios com defletor posicionado de maneira a dificultar a entrada dos resíduos no reservatório;
- ensaios com defletor posicionado de maneira a dificultar a entrada dos resíduos no reservatório, porém afastado 20 cm do vertedor lateral;
- ensaios com defletor posicionado de maneira a facilitar a entrada dos resíduos no reservatório.

Para cada uma dessas frentes, foram aplicados 3 arranjos hidráulicos, sendo que, para cada arranjo, foram realizadas 5 leituras. A Figura 7.18 ilustra o esquema realizado para cada frente.

Figura 7.18 – Esquema de realização dos ensaios com os resíduos sólidos.

7.6.3 Incremento de massa dos “resíduos sólidos”

Numa nova fase de investigações, pensou-se no acréscimo de simulações, nas quais os resíduos sólidos seriam os mesmos, porém acrescidos de massa. Isso se deu devido ao surgimento de dúvidas a respeito do comportamento dos resíduos no escoamento em relação à sua entrada pelo vertedor lateral, sendo que o incremento de massa permitiu observar, nos ensaios elaborados com esse novo tipo de resíduo, se isso aumentaria a quantidade atraída para a soleira lateral.

Dessa forma, optou-se pelo revestimento das esferas de estiropor com uma camada de tinta, a qual agregaria massa e não alteraria significativamente o volume. Ao determinar a tinta que seria utilizada para a operação, a princípio pensou-se na tinta *spray*, o que foi logo descartado, pois essa modalidade possui em sua composição produtos químicos que reagem com o estiropor. Logo, a tinta escolhida para o revestimento do material foi a tinta para tecido, que é solúvel em água e aderiu perfeitamente às esferas, apresentando resistência nas simulações, sem perder as suas características durante as várias simulações em que as esferas de estiropor foram expostas. A Figura 7.19 mostra as esferas já pintadas e a tinta utilizada no processo.

Figura 7.19 – Estiropor com incremento de massa.

Uma vez produzidos os resíduos com maior peso específico (resíduos vermelhos), pesou-se um montante correspondente ao mesmo volume dos resíduos

comuns (resíduos brancos) e determinou-se o seu peso específico. A Tabela 7.7 mostra a relação entre ambos.

Tabela 7.7 – Relação entre a massa e o volume dos resíduos brancos e vermelhos.

	Volume (m ³)	Peso (gf)
Resíduos brancos	0,0209	28
Resíduos vermelhos	0,0209	35

Verifica-se que houve um incremento de massa de 25%, de modo que a massa específica aumentou de 1339,7 g/m³ para 1674,6 g/m³.

Com essas informações, partiu-se para a elaboração de simulações sob as mesmas condições especificadas nas ocorridas com os resíduos brancos, sendo escolhido, para a realização dessa modalidade de ensaios, apenas um arranjo hidráulico (Figura 7.20), pois o objetivo não era o prolongamento do trabalho, mas a análise do efeito do incremento de peso nos resíduos, através da comparação dos ensaios destes com os resíduos brancos.

Visto que o arranjo 12-6 resultou em velocidades de escoamentos muito altas, dificultando as leituras dos níveis d'água, este foi descartado e realizada a escolha pela estrutura 12-8, aleatoriamente, pois poderia ter sido a estrutura 12-10. Assim, definida a estrutura, elaboraram-se as simulações com todas as alternativas, com e sem defletor.

Figura 7.20 – Esquema de ensaios realizados com os resíduos vermelhos.

8 ANÁLISE DIMENSIONAL

Em observação ao processo de veiculação de resíduos sólidos ao longo de soleiras transversais de reservatórios de contenção de cheias (piscinões), optou-se pela elaboração de uma análise dimensional.

Na hidráulica experimental, o teorema de Vaschy-Buckingham tem sido de grande utilidade na identificação dos grupos adimensionais, sendo enunciado da seguinte forma: “Todo fenômeno físico representado por uma relação dimensionalmente homogênea de n grandezas físicas, na forma: $F(G_1, G_2, \dots, G_n)=0$, pode ser descrito como uma relação de $n-r$ grupos adimensionais independentes.” (PORTO, 1998, p. 13).

Uma vez que o valor de r , na hidráulica, é no máximo 3, três grandezas básicas serão utilizadas para descrever cada variável do processo, sendo as grandezas envolvidas:

- Q : vazão no canal a montante do vertedor lateral (m^3/s);
- Q_L : vazão de partição escoada através do vertedor lateral (m^3/s);
- y_1 : altura do nível de água, imediatamente a montante da soleira lateral, a partir do fundo do canal (m);
- y_3 : altura do nível de água, imediatamente à jusante da soleira lateral, a partir do fundo do canal (m);
- B : largura do canal (m);
- i : declividade do canal (m/m);
- k : rugosidade absoluta do canal (m);
- L : largura do vertedor lateral (m);
- g : aceleração da gravidade (m/s^2);
- ρ : massa específica da água (g/m^3);
- ρ_m : massa específica do modelo de resíduos sólidos (g/m^3);
- p : paramento (m);
- QRP/QRC: quantidade de resíduo no piscinão em relação à quantidade de resíduo no canal.

O fenômeno estudado pode ser descrito pela seguinte relação funcional:

$$\varphi(Q, Q_L, y_1, y_3, B, i, k, L, g, \rho, \rho_m, p, QRP/QRC) = 0 \quad (50)$$

Escolhe-se, então, uma base de termos dimensionalmente independentes:

$$\begin{aligned} \text{Base: } [Q, y_1, \rho] \quad [Q] &= L^3 T^{-1} \\ [y_1] &= L \\ [\rho] &= M L^{-3} \end{aligned}$$

Se o fenômeno depende de todas essas variáveis, o próximo passo é adimensionalizar a relação funcional φ , utilizando as grandezas da base, lembrando que a declividade do canal “i” e a relação QRP/QRC já são adimensionais.

$$\varphi_1 \left(\frac{Q_L}{Q}, \frac{y_3}{y_1}, \frac{B}{y_1}, i, \frac{k}{y_1}, \frac{L}{y_1}, \frac{gy_1^5}{Q^2}, \frac{\rho_m}{\rho}, \frac{p}{y_1}, \frac{QRP}{QRC} \right) = 0 \quad (51)$$

Ainda, se o fenômeno depende de todos esses adimensionais, depende também do arranjo que se pode fazer entre eles. Dessa forma, escolhe-se 2 deles e, através de combinação estratégica, chega-se ao quadrado do número de Froude, de modo que, substituindo na relação funcional φ_1 , determina-se a relação funcional φ_2 .

$$\text{De } \frac{gy_1^5}{Q^2} \text{ e } \frac{B}{y_1} \Rightarrow \frac{Q^2}{gy_1^5} \cdot \frac{y_1^2}{B^2} \Rightarrow \frac{Q^2 y_1^2}{g(y_1 B)^2 y_1^3} \Rightarrow \frac{V^2}{gy_1} = Fr_1^2$$

$$\varphi_2 \left(\frac{Q_L}{Q}, \frac{y_3}{y_1}, Fr_1^2, i, \frac{k}{y_1}, \frac{L}{y_1}, \delta, \frac{p}{y_1}, \frac{QRP}{QRC} \right) = 0 \quad (52)$$

Já QRP/QRC depende de todas as grandezas envolvidas na relação funcional φ_2 ; então, determina-se uma nova relação, a qual será chamada relação funcional φ_3 :

$$\frac{Q_{RP}}{Q_{RC}} = \varphi_3 \left(\frac{Q_L}{Q}, \frac{y_3}{y_1}, Fr_1^2, i, \frac{k}{y_1}, \frac{L}{y_1}, \delta, \frac{p}{y_1} \right) \quad (53)$$

Trabalhando com a equação 54, a seguir, desenvolvida por Souza, Martins e Fadiga Jr. (1991), e considerando $R_H \approx y_1$, tem-se:

$$Q \cong 8\sqrt{g} \left(\frac{y_1}{k} \right)^{1/6} (By_1) \sqrt{y_1 i} \quad (54)$$

Entretanto, a influência de i e k está contemplada na expressão anterior de vazão; assim, determina-se a relação funcional φ_4 :

$$\frac{Q_{RP}}{Q_{RC}} = \varphi_4 \left(\frac{Q_L}{Q}, Fr_1^2, \frac{y_3}{y_1}, \frac{L}{y_1}, \delta, \frac{p}{y_1} \right) \quad (55)$$

Porém, $Q_L = f(y_1, y_3, L, p)$; então, finalmente, determina-se a relação funcional φ_5 :

$$\frac{Q_{RP}}{Q_{RC}} = \varphi_5 \left(\frac{Q_L}{Q}, Fr_1^2, \delta \right) \quad (56)$$

Conclui-se que a relação entre os resíduos sólidos arrastados para o piscinão e os resíduos sólidos lançados no canal, menos as perdas, depende da vazão bipartida, do quadrado do número de Froude e do δ , que corresponde à massa específica do material utilizado como resíduo sólido no modelo, em relação à massa específica da água.

9 ESTUDO ANALÍTICO

Este capítulo objetiva apresentar os resultados dos ensaios realizados, como também a análise utilizando ferramenta que consistiu na elaboração de gráficos. Nesse sentido, para cada frente, foi elaborada uma tabela que mostra algumas das características hidráulicas impostas, as variáveis calculadas e a quantidade de resíduo sólido seco recolhida no piscinão e no canal, além da perda de material ocorrida em cada ensaio.

9.1 Ensaios realizados sem defletores

Os primeiros resultados são referentes à primeira frente de ensaios sem o defletor e estão apresentados na Tabela 9.1.

Tabela 9.1 – Resultados dos ensaios com resíduos sólidos na situação sem defletor.

Config. hidráulica	Variáveis hidráulicas medidas				Variáveis hidráulicas calculadas			Quantidade de resíduos sólidos arrastada (g)		
	Q (m ³ /s)	Q _L (m ³ /s)	y ₁ (m)	y ₃ (m)	Fr ₁	Cd	$\frac{Q_L}{Q}$	Canal	Piscinão	$\frac{QRP}{QRC}$
12-10	0,0202	0,0029	0,133	0,138	0,332	0,492	0,1417	13,67	8,28	0,377
	0,0255	0,0052	0,139	0,145	0,394	0,463	0,2029	23,57	0,06	0,003
	0,0314	0,0096	0,150	0,163	0,431	0,359	0,3059	20,57	3,03	0,128
	0,0336	0,0105	0,148	0,163	0,473	0,419	0,3115	10,81	12,27	0,532
	0,0616	0,0237	0,172	0,193	0,689	0,372	0,3854	12,73	9,90	0,437
12-08	0,0209	0,0016	0,129	0,134	0,359	0,496	0,0753	22,02	1,45	0,062
	0,0306	0,0038	0,132	0,145	0,512	0,484	0,1251	21,61	0,20	0,009
	0,0331	0,0078	0,145	0,154	0,478	0,418	0,2347	10,27	13,48	0,568
	0,0447	0,0092	0,151	0,163	0,608	0,338	0,2056	21,51	0,28	0,013
	0,0533	0,0140	0,158	0,181	0,679	0,321	0,2629	21,69	2,18	0,091
12-06	0,0355	0,0024	0,130	0,138	0,604	0,485	0,0671	20,97	2,89	0,121
	0,0454	0,0045	0,131	0,147	0,761	0,509	0,0993	22,34	0,45	0,020
	0,0548	0,0075	0,133	0,163	0,900	0,424	0,1362	19,68	1,13	0,054
	0,0667	0,0071	0,118	0,175	1,316	-	0,1070	21,79	0,17	0,008
	0,0618	0,0053	0,120	0,176	1,188	-	0,0855	18,60	1,18	0,060

Obs.: Q = vazão total que escoar no canal a montante do vertedor lateral; Q_L = vazão que escoar através do vertedor lateral; y₁ = altura da lâmina de água, imediatamente a montante da soleira lateral; y₃ = altura da lâmina de água, imediatamente à jusante da soleira lateral; Fr₁ = número de Froude, imediatamente a montante da soleira lateral; Cd = coeficiente de descarga da soleira lateral; QRP = quantidade de resíduos arrastada para o piscinão; QRC = quantidade total de resíduos lançada no canal, exceto as perdas.

Para melhor visualização dos resultados, foram elaborados gráficos ilustrativos (Figura 9.1) relacionando a quantidade de resíduos sólidos arrastada para o piscinão e a quantidade de resíduos lançada no canal (QRP/QRC), com algumas variáveis hidráulicas estratégicas, com o objetivo de avaliar o processo.

A quantidade de resíduos lançada no canal corresponde ao montante utilizado em todos os ensaios, cujo peso é 28 gf menos as perdas ocorridas durante o ensaio. Já as variáveis hidráulicas escolhidas para avaliar o processo foram a vazão vertida através da soleira lateral em relação à vazão do canal a montante da soleira lateral (Q_L/Q) e o número de Froude no ponto imediatamente a montante da soleira lateral (Fr_1). Ainda, a fim de verificar a evolução dos pontos plotados, optou-se pelo ajuste a uma tendência linear, que foi a opção que mais se ajustou aos pontos.

Figura 9.1 – Variáveis hidráulicas em relação ao arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão na situação sem defletor.

Observando os resultados, percebe-se que, nessa situação, poucos resíduos são arrastados para o piscinão: em aproximadamente 70% dos ensaios realizados, a taxa de arrastamento dos resíduos variou de 0 a 13%, resultando o restante dos ensaios em montante de, no máximo, 57% de arrastamento.

A vazão vertida sobre a soleira lateral exerce influência nesse processo, pois se verifica no gráfico que relaciona essa variável uma tendência ascendente, o que implica, a princípio, supor que quanto maior é essa vazão, maior é a quantidade de resíduos arrastados.

Em relação ao número de Froude, este parece exercer certa influência no processo, uma vez que a reta ajustada aos pontos mostra uma tendência descendente, que indica que o arrastamento reduz quando a velocidade aumenta.

Para essa mesma situação, foram elaborados ensaios para os resíduos vermelhos, que são aqueles fabricados para agregarem 25% a mais em seu peso (Tabela 9.2). A Figura 9.2 ilustra os resultados.

Tabela 9.2 – Resultados dos ensaios com resíduos sólidos na situação sem defletor, com incremento de peso.

Config. hidráulica	Variáveis hidráulicas medidas				Variáveis hidráulicas calculadas		Quantidade de resíduos sólidos arrastada (g)			
	Q	Q _L	y ₁	y ₃	Fr ₁	Cd	Q _L	Canal	Piscinão	QRP
	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m)	(m)			Q			QRC
12-08	0,0200	0,0015	0,127	0,136	0,355	0,508	0,0744	26,48	4,19	0,137
	0,0260	0,0042	0,137	0,145	0,408	0,411	0,1630	20,27	8,61	0,298
	0,0369	0,0091	0,148	0,157	0,518	0,418	0,2478	20,95	8,32	0,284
	0,0569	0,0174	0,165	0,178	0,681	0,379	0,3060	13,20	18,18	0,579

Obs.: Q = vazão total que escoar no canal a montante do vertedor lateral; Q_L = vazão que escoar através do vertedor lateral; y₁ = altura da lâmina de água, imediatamente a montante da soleira lateral; y₃ = altura da lâmina de água, imediatamente à jusante da soleira lateral; Fr₁ = número de Froude, imediatamente a montante da soleira lateral; Cd = coeficiente de descarga da soleira lateral; QRP = quantidade de resíduos arrastada para o piscinão; QRC = quantidade total de resíduos lançada no canal, exceto as perdas.

Figura 9.2 – Variáveis hidráulicas em relação ao arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão na situação sem defletor, com incremento de peso.

As simulações realizadas com os resíduos mais pesados mostram as mesmas tendências observadas para os resíduos leves em relação à vazão vertida através da soleira lateral, porém a análise que envolve o número de Froude mostra que o arrastamento dos resíduos cresce com a elevação dessa variável, ao contrário do que foi observado na situação anterior.

Ainda, uma questão importante é que a faixa de variação de arrastamento de resíduos para a soleira lateral é de 14 a 58%, diferentemente da faixa de variação da situação anterior, que é de 0 a 57%. Esse limite mínimo maior indica que talvez o peso exerça uma influência significativa sobre o arrastamento dos resíduos.

9.2 Ensaios realizados com defletores

Para esses ensaios, foi introduzida uma estrutura de direcionamento do fluxo de resíduos sólidos, favorecendo o seu arrastamento para o piscinão ou a sua continuidade no canal, bem como dificultando o seu arrastamento através do vertedor lateral. Essa interferência teve por objetivo configurar duas alternativas de funcionamento, que poderiam ser aplicadas para a operação do sistema.

Dessa forma, as administrações municipais responsáveis pela operação e manutenção dos reservatórios de detenção podem optar pelo recolhimento de todo o lixo gerado na bacia dentro do reservatório ou preferir que os resíduos sejam levados rio abaixo para um próximo reservatório, cuja capacidade de recebimento esteja mais disponível naquele momento ou cujo projeto, mais atual, tenha contemplado área para a secagem dos resíduos retirados do reservatório, para o posterior encaminhamento ao aterro sanitário.

Nesse contexto, foi incluída no modelo físico uma estrutura com a finalidade de conferir o direcionamento mais adequado aos resíduos, segundo as necessidades locais de gestão. Essa estrutura, denominada defletor, foi executada em resina e possui as características geométricas conforme a Figura 9.3.

Figura 9.3 – Defletor utilizado para o direcionamento dos resíduos sólidos

Essa fase corresponde a tarefas relacionadas às três frentes de trabalho remanescentes descritas anteriormente, as quais configuram 3 alternativas de direcionamento, sendo a primeira a colocação do defletor de maneira a dificultar a entrada dos resíduos no reservatório (Figura 9.4); a segunda com o mesmo objetivo,

porém posicionada 20 cm antes da entrada do vertedor lateral (Figura 9.5); e a última consistindo na implantação do defletor de maneira a facilitar a entrada dos resíduos no reservatório (Figura 9.6).

Figura 9.4 – Defletor posicionado para dificultar a entrada dos resíduos no reservatório.

Figura 9.5 – Defletor posicionado para dificultar a entrada dos resíduos no reservatório, afastado 20 cm do vertedor lateral.

Figura 9.6 – Defletor posicionado para facilitar a entrada dos resíduos no reservatório.

A Tabela 9.3 apresenta os resultados da segunda frente de trabalho, denominada ensaios com os resíduos sólidos com defletor favorecendo o canal, sem afastamento do vertedor lateral. Este termo “favorecendo”, deve ser entendido como “facilitando” ou “direcionando”. Para a análise das tendências, foram construídos os gráficos contidos na Figura 9.7.

Tabela 9.3 – Resultados dos ensaios com resíduos sólidos com defletor favorecendo o canal, sem afastamento do vertedor lateral.

Config. hidráulica	Variáveis hidráulicas medidas				Variáveis hidráulicas calculadas			Quantidade de resíduos sólidos arrastada (g)		
	Q	Q _L	y ₁	y ₃	Fr ₁	Cd	Q _L	Canal	Piscinão	QRP
	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m)	(m)			Q			QRC
12-10	0,0177	0,0015	0,131	0,133	0,298	0,455	0,0871	22,22	2,35	0,096
	0,0230	0,0045	0,137	0,142	0,362	0,515	0,1971	22,21	0,08	0,004
	0,0270	0,0060	0,140	0,146	0,412	0,509	0,2215	22,97	0,53	0,023
	0,0358	0,0100	0,147	0,158	0,506	0,457	0,2802	14,24	8,45	0,372
	0,0598	0,0186	0,145	0,196	0,863	0,396	0,3115	18,22	4,09	0,183
12-08	0,0277	0,0033	0,134	0,144	0,451	0,387	0,1199	18,12	4,53	0,200
	0,0284	0,0028	0,132	0,139	0,475	0,481	0,1001	21,18	0,23	0,011
	0,0355	0,0059	0,139	0,147	0,547	0,492	0,1661	22,54	1,23	0,052
	0,0426	0,0088	0,140	0,154	0,647	0,535	0,2059	20,61	1,59	0,072
	0,0666	0,0154	0,131	0,180	1,121	-	0,2307	22,18	1,70	0,071
12-06	0,0359	0,0013	0,124	0,137	0,656	0,474	0,0369	21,32	0,04	0,002
	0,0396	0,0028	0,127	0,146	0,701	0,421	0,0716	24,21	0,03	0,001
	0,0531	0,0060	0,131	0,158	0,892	0,429	0,1136	24,74	0,03	0,001
	0,0572	0,0064	0,140	0,172	0,874	0,246	0,1123	22,77	0,18	0,008
	0,0916	0,0109	0,140	0,142	1,398	-	0,1191	23,48	0,02	0,001

Obs.: Q = vazão total que escoar no canal a montante do vertedor lateral; Q_L = vazão que escoar através do vertedor lateral; y₁ = altura da lâmina de água, imediatamente a montante da soleira lateral; y₃ = altura da lâmina de água, imediatamente à jusante da soleira lateral; Fr₁ = número de Froude, imediatamente a montante da soleira lateral; Cd = coeficiente de descarga da soleira lateral; QRP = quantidade de resíduos arrastada para o piscinão; QRC = quantidade total de resíduos lançada no canal, exceto as perdas.

Tabela 9.4 – Resultados dos ensaios com resíduos sólidos na situação com defletor favorecendo o canal, sem afastamento, com incremento de peso.

Config. hidráulica	Variáveis hidráulicas medidas				Variáveis hidráulicas calculadas		Quantidade de resíduos sólidos arrastada (g)			
	Q (m ³ /s)	Q _L (m ³ /s)	y ₁ (m)	y ₃ (m)	Fr ₁	Cd	$\frac{Q_L}{Q}$	Canal	Piscinão	$\frac{QRP}{QRC}$
12-08	0,0184	0,0010	0,127	0,133	0,323	0,436	0,0545	25,42	5,09	0,167
	0,0231	0,0031	0,134	0,139	0,374	0,460	0,1355	25,19	3,90	0,134
	0,0310	0,0067	0,147	0,148	0,440	0,414	0,2171	23,42	1,85	0,073
	0,0491	0,0144	0,145	0,187	0,710	0,363	0,2942	12,36	18,43	0,599

Obs.: Q = vazão total que escoar no canal a montante do vertedor lateral; Q_L = vazão que escoar através do vertedor lateral; y₁ = altura da lâmina de água, imediatamente a montante da soleira lateral; y₃ = altura da lâmina de água, imediatamente à jusante da soleira lateral; Fr₁ = número de Froude, imediatamente a montante da soleira lateral; Cd = coeficiente de descarga da soleira lateral; QRP = quantidade de resíduos arrastada para o piscinão; QRC = quantidade total de resíduos lançada no canal, exceto as perdas.

Figura 9.8 – Variáveis hidráulicas em relação ao arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão na situação com defletor favorecendo o canal, sem afastamento, com incremento de peso.

Em análise às simulações realizadas com os resíduos vermelhos, observa-se que a taxa de arrastamento de resíduos para o piscinão eleva-se com o aumento da

vazão vertida, de modo similar aos resíduos brancos. O mesmo comportamento é observado em relação ao número de Froude, pois, conforme essa variável eleva-se, mais resíduos são arrastados para o piscinão, diferentemente dos resíduos brancos, de modo que há indícios de que isso ocorra devido ao aumento do peso.

Também, houve maior arrastamento nesse caso, comparando com os resíduos brancos. A faixa de variação de arrastamento de resíduos para a soleira lateral foi de 7 a 60%, diferentemente da faixa de variação da situação anterior, de 0 a 37%; esse limite mínimo maior indica que talvez o peso exerça uma influência significativa sobre o arrastamento dos resíduos. Além disso, a situação com viga defletora favorecendo o canal apresenta taxas de arrastamento mais reduzidas que a situação sem defletor, indicando que a viga prevista está cumprindo o objetivo inicialmente proposto.

A segunda frente de trabalho, com o direcionamento dos resíduos, consistiu na implantação de viga favorecendo o canal, porém com 20 cm de afastamento da soleira lateral, como explicado anteriormente. Os resultados estão mostrados na Tabela 9.5 e ilustrados na Figura 9.9.

Tabela 9.5 – Resultados dos ensaios com resíduos sólidos com defletor favorecendo o canal, com afastamento de 20 cm do vertedor lateral.

Config. hidráulica	Variáveis hidráulicas medidas				Variáveis hidráulicas calculadas			Quantidade de resíduos sólidos arrastada (g)		
	Q (m ³ /s)	Q _L (m ³ /s)	y ₁ (m)	y ₃ (m)	Fr ₁	Cd	$\frac{Q_L}{Q}$	Canal	Piscinão	$\frac{QRP}{QRC}$
12-10	0,0166	0,0023	0,132	0,134	0,275	0,536	0,1398	21,35	0,73	0,033
	0,0207	0,0046	0,137	0,140	0,327	0,556	0,2201	22,60	0,77	0,033
	0,0276	0,0067	0,142	0,147	0,411	0,490	0,2441	19,13	4,78	0,200
	0,0355	0,0103	0,148	0,157	0,497	0,476	0,2907	14,84	7,34	0,331
	0,0565	0,0221	0,170	0,188	0,646	0,383	0,3909	16,57	6,08	0,268
	0,0207	0,0013	0,129	0,131	0,358	0,578	0,0640	21,54	1,66	0,072
12-08	0,0278	0,0032	0,134	0,139	0,451	0,499	0,1165	21,76	0,57	0,026
	0,0382	0,0083	0,142	0,153	0,568	0,497	0,2172	21,08	2,35	0,100
	0,0444	0,0098	0,153	0,157	0,594	0,399	0,2203	19,85	5,18	0,207
	0,0534	0,0139	0,164	0,176	0,642	0,314	0,2610	23,00	0,44	0,019
12-06	0,0311	0,0012	0,130	0,130	0,530	0,511	0,0384	22,91	0,24	0,010
	0,0435	0,0043	0,137	0,145	0,684	0,426	0,0986	23,72	0,03	0,001
	0,0446	0,0045	0,124	0,158	0,816	0,392	0,1010	20,46	2,13	0,094
	0,0538	0,0073	0,138	0,164	0,834	0,352	0,1359	23,91	0,00	0,000
	0,0720	0,0101	0,140	0,178	1,10	-	0,1407	23,02	0,23	0,010

Obs.: Q = vazão total que escoou no canal a montante do vertedor lateral; Q_L = vazão que escoou através do vertedor lateral; y₁ = altura da lâmina de água, imediatamente a montante da soleira lateral; y₃ = altura da lâmina de água, imediatamente à jusante da soleira lateral; Fr₁ = número de Froude, imediatamente a montante da soleira lateral; Cd = coeficiente de descarga da soleira lateral; QRP = quantidade de resíduos arrastada para o piscinão; QRC = quantidade total de resíduos lançada no canal, exceto as perdas.

Figura 9.9 – Variáveis hidráulicas em relação ao arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão na situação com defletor favorecendo o canal, com afastamento de 20 cm.

Analisando esse caso, nota-se que também há pouco arrastamento de resíduos para o piscinão, sendo, no máximo, 33%. Na verdade, mais de 70% dos ensaios realizados resultou em arrastamento de, no máximo, 20% dos resíduos lançados no canal, não incluindo as perdas. Logo, conforme todas as situações anteriormente estudadas, a vazão vertida exerce influência sobre o arrastamento de resíduos para o piscinão, o qual aumenta com a elevação dessa variável.

Por sua vez, o número de Froude não parece exercer grande influência no processo; no entanto, a reta ajustada aos pontos mostra uma leve tendência descendente, que indica que o arrastamento reduz quando a velocidade aumenta.

Esse arranjo hidráulico com defletor favorecendo o canal também contemplou ensaios com os resíduos vermelhos (Tabela 9.6). A Figura 9.10 ilustra os resultados.

Tabela 8.6 – Resultados dos ensaios com resíduos sólidos na situação com defletor favorecendo o canal, com afastamento de 20 cm, com incremento de peso.

Config. hidráulica	Variáveis hidráulicas medidas				Variáveis hidráulicas calculadas		Quantidade de resíduos sólidos arrastada (g)			
	Q (m ³ /s)	Q _L (m ³ /s)	y ₁ (m)	y ₃ (m)	Fr ₁	Cd	$\frac{Q_L}{Q}$	Canal	Piscinão	$\frac{QRP}{QRC}$
12-08	0,025	0,001	0,128	0,129	0,437	0,506	0,0313	31,08	0,05	0,002
	0,031	0,003	0,135	0,140	0,500	0,417	0,0979	28,54	1,04	0,035
	0,026	0,004	0,136	0,141	0,410	0,527	0,1647	25,00	6,91	0,217
	0,031	0,007	0,143	0,149	0,453	0,446	0,2125	25,33	5,99	0,191
	0,038	0,009	0,150	0,154	0,519	0,435	0,2430	16,21	16,51	0,505
	0,044	0,012	0,156	0,163	0,578	0,412	0,2752	15,51	18,82	0,548

Obs.: Q = vazão total que escoar no canal a montante do vertedor lateral; Q_L = vazão que escoar através do vertedor lateral; y₁ = altura da lâmina de água, imediatamente a montante da soleira lateral; y₃ = altura da lâmina de água, imediatamente à jusante da soleira lateral; Fr₁ = número de Froude, imediatamente a montante da soleira lateral; Cd = coeficiente de descarga da soleira lateral; QRP = quantidade de resíduos arrastada para o piscinão; QRC = quantidade total de resíduos lançada no canal, exceto as perdas.

Figura 9.10 – Variáveis hidráulicas em relação ao arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão na situação com defletor favorecendo o canal, com afastamento de 20 cm, com incremento de peso.

Algumas observações podem ser feitas em análise à Figura 9.10. Primeiramente, a taxa de arrastamento de lixo para o piscinão aumenta conforme a vazão vertida eleva-se, fato que foi observado em todos os casos anteriores, indicando a grande importância dessa variável no processo. O mesmo ocorre em relação ao número de Froude, porém com tendência ascendente bem mais brusca, porque esse adimensional não sofre grandes variações. Já a faixa de variação de arrastamento dos resíduos através da soleira lateral é de 2 a 55%, ou seja, superior à observada nos resíduos mais leves, cuja variação é de 0 a 33%.

Por fim, estão apresentados os resultados referentes à quarta e última frente de trabalho, denominada ensaios com defletor favorecendo o piscinão (Tabela 9.7).

Tabela 9.7 – Resultados dos ensaios com resíduos sólidos com defletor favorecendo o piscinão.

Config. hidráulica	Variáveis hidráulicas medidas				Variáveis hidráulicas calculadas			Quantidade de resíduos sólidos arrastada (g)		
	Q	Q _L	y ₁	y ₃	Fr ₁	Cd	$\frac{Q_L}{Q}$	Canal	Piscinão	QRP
	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m)	(m)						QRC
12-10	0,0162	0,0015	0,129	0,136	0,279	0,399	0,0947	0,0162	0,0015	0,197
	0,0227	0,0038	0,134	0,144	0,368	0,445	0,1660	0,0227	0,0038	0,044
	0,0257	0,0062	0,141	0,150	0,390	0,439	0,2406	0,0257	0,0062	0,951
	0,0371	0,0106	0,148	0,164	0,521	0,405	0,2844	0,0371	0,0106	0,850
	0,0473	0,0159	0,158	0,178	0,603	0,381	0,3368	0,0473	0,0159	0,661
12-08	0,0239	0,0009	0,129	0,133	0,409	0,302	0,0367	0,0239	0,0009	0,007
	0,0285	0,0029	0,133	0,142	0,472	0,412	0,1009	0,0285	0,0029	0,435
	0,0368	0,0061	0,138	0,151	0,575	0,445	0,1646	0,0368	0,0061	0,022
	0,0427	0,0085	0,144	0,157	0,621	0,428	0,1995	0,0427	0,0085	0,036
	0,0556	0,0129	0,154	0,172	0,734	0,368	0,2319	0,0556	0,0129	0,910
12-06	0,0313	0,0010	0,128	0,135	0,548	0,316	0,0310	0,0313	0,0010	0,021
	0,0376	0,0020	0,134	0,142	0,613	0,260	0,0530	0,0376	0,0020	0,038
	0,0489	0,0067	0,141	0,151	0,739	0,446	0,1365	0,0489	0,0067	0,480

Obs.: Q = vazão total que escoar no canal a montante do vertedor lateral; Q_L = vazão que escoar através do vertedor lateral; y₁ = altura da lâmina de água, imediatamente a montante da soleira lateral; y₃ = altura da lâmina de água, imediatamente à jusante da soleira lateral; Fr₁ = número de Froude, imediatamente a montante da soleira lateral; Cd = coeficiente de descarga da soleira lateral; QRP = quantidade de resíduos arrastada para o piscinão; QRC = quantidade total de resíduos lançada no canal, exceto as perdas.

Figura 9.11 – Variáveis hidráulicas em relação ao arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão na situação com defletor favorecendo o piscinão.

Essa última alternativa, cuja configuração favorece a entrada de resíduos sólidos no piscinão, mostrou-se a situação em que mais se observa o arrastamento dos resíduos para a soleira lateral, conforme previsto em hipótese inicial.

O arrastamento, em alguns casos, chegou a superar 90% dos resíduos lançados no canal, sem as perdas; por outro lado, em alguns ensaios, esse valor mostrou-se bastante reduzido. Ainda, para vazões reduzidas, o arrastamento foi baixo, variando de 1 a 20%, enquanto vazões mais elevadas promoveram arrastamento maior, de 44 a 95%. Conclui-se, portanto, que a vazão vertida sobre a soleira lateral em relação à vazão total exerce influência no processo, sendo que, quanto maior essa variável, maior o arrastamento observado, comportamento que foi observado em todas as situações estudadas.

O número de Froude também exerce alguma influência no processo, pois o arrastamento eleva-se com o aumento da velocidade no canal.

Para essa mesma situação, foram realizados ensaios com os resíduos mais pesados (resíduos vermelhos), cujos resultados estão relacionados na Tabela 9.8.

Tabela 9.8 – Resultados dos ensaios com resíduos sólidos na situação com defletor favorecendo o piscinão, com incremento de peso.

Config. hidráulica	Variáveis hidráulicas medidas				Variáveis hidráulicas calculadas			Quantidade de resíduos sólidos arrastada (g)		
	Q (m ³ /s)	Q _L (m ³ /s)	y ₁ (m)	y ₃ (m)	Fr ₁	Cd	$\frac{Q_L}{Q}$	Canal	Piscinão	$\frac{QRP}{QRC}$
12-08	0,019	0,001	0,129	0,134	0,325	0,386	0,0649	30,38	2,37	0,072
	0,024	0,003	0,134	0,142	0,391	0,454	0,1450	20,72	12,65	0,379
	0,033	0,007	0,145	0,151	0,474	0,396	0,2066	30,05	6,50	0,178
	0,050	0,014	0,148	0,173	0,700	0,434	0,2784	10,98	23,11	0,678

Obs.: Q = vazão total que escoar no canal a montante do vertedor lateral; Q_L = vazão que escoar através do vertedor lateral; y₁ = altura da lâmina de água, imediatamente a montante da soleira lateral; y₃ = altura da lâmina de água, imediatamente à jusante da soleira lateral; Fr₁ = número de Froude, imediatamente a montante da soleira lateral; Cd = coeficiente de descarga da soleira lateral; QRP = quantidade de resíduos arrastada para o piscinão; QRC = quantidade total de resíduos lançada no canal, exceto as perdas.

Figura 9.12 – Variáveis hidráulicas em relação ao arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão na situação com defletor favorecendo o piscinão, com incremento de peso.

Observa-se, em relação aos resíduos mais pesados, que o comportamento é similar ao dos resíduos mais leves. Da mesma forma, as observações a fazer em função das variáveis analisadas, do número de Froude e da relação entre a vazão vertida e a vazão total são as mesmas.

9.2 Considerações sobre as alternativas estudadas

Em todas as alternativas estudadas, observou-se que a quantidade de resíduos sólidos arrastada para o piscinão em relação à quantidade total lançada no canal, menos as perdas, eleva-se quando a vazão vertida através da soleira lateral aumenta. Isso comprova que essa variável (Q_L/Q) tem estreita relação com o processo de arrastamento. A Figura 9.13 ilustra essa situação, mostrando as tendências ascendentes para cada alternativa.

Figura 9.13 – Taxa de arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão em relação à vazão vertida para o piscinão (resíduos brancos).

Em relação ao número de Froude, observou-se que, para as situações em que a viga defletora favorece o arrastamento para o canal, a princípio, essa variável não parece interferir significativamente no processo. Com certeza, a velocidade está interferindo, porém a sua influência está sendo minimizada por outro parâmetro, como a influência da própria viga defletora ou a largura da soleira relativa à profundidade.

Já na situação sem viga defletora, o arrastamento decresce com o incremento do número de Froude. Além disso, não existindo estrutura para o encaminhamento dos resíduos, o fenômeno comporta-se de uma maneira desordenada, favorecendo a continuidade dos resíduos sólidos pelo canal, com o aumento da velocidade. Por sua vez, na opção com viga favorecendo o arrastamento para o piscinão, o comportamento acontece de maneira que, quanto maior a velocidade do escoamento, maior é o arrastamento.

A Figura 9.14 mostra o comportamento do arrastamento para todas as situações estudadas.

Figura 9.14 – Taxa de arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão em relação ao número de Froude imediatamente a montante da soleira lateral (resíduos brancos).

Quanto ao peso dos resíduos sólidos, concluiu-se que ele exerce influência no processo. Infelizmente, por razões diversas, foram realizados ensaios com apenas duas densidades, com as quais foi possível comprovar essa característica. Nesse sentido, quando os resíduos estão mais pesados, os pontos plotados no gráfico encontram-se menos espalhados, mostrando tendências com maior definição, apesar de o número de pontos plotados ser inferior aos dos resíduos brancos.

Observou-se, também, que as taxas de arrastamento são maiores; enfim, o processo comporta-se de maneira menos desordenada. A Figura 9.15 ilustra essa situação.

Figura 9.15 – Taxa de arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão em relação à vazão vertida (resíduos vermelhos).

Em relação ao número de Froude, observou-se que, para todas as situações, o arrastamento aumenta com a elevação desse parâmetro, diferentemente dos resíduos brancos, que se comportaram de maneiras distintas para cada alternativa. A Figura 9.16 mostra o comportamento do arrastamento para todas as situações estudadas.

Figura 9.16 – Taxa de arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão em relação ao número de Froude imediatamente a montante da soleira lateral (resíduos vermelhos).

10 CONCLUSÕES

A partir das simulações realizadas em modelo físico, algumas conclusões foram evidenciadas. A primeira é que, em uma situação típica, em que se classificam quase todos os piscinões implantados e na qual não existe estrutura direcionadora de resíduos sólidos, o montante de resíduos arrastados através da soleira lateral é baixo, ou seja, em aproximadamente 70% dos ensaios realizados, a taxa de arrastamento dos resíduos variou de 0 a 13%, resultando o restante dos ensaios em montante de, no máximo, 57% de arrastamento.

Nesse sentido, conforme previsto, o defletor posicionado para facilitar a entrada de resíduos no piscinão possibilitou um maior arrastamento, se comparado às demais opções. No entanto, apesar de ter sido a opção que possibilitou o maior arraste, não se pode afirmar que este seja significativo, pois quase 50% dos ensaios resultaram em arrastes muito baixos. Por outro lado, as situações que tiveram a intenção de favorecer o canal, com e sem afastamento da viga defletora, foram as que resultaram em menor arraste e, ainda, observou-se que aproximadamente 75% dos ensaios resultou em arrastamento de resíduos entre 0 e 10%, sendo que o afastamento do defletor em 20 cm não alterou significativamente o processo.

Para melhor entendimento, a Figura 10.1 ilustra a taxa de arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão em relação ao número de ensaios realizados para todas as alternativas estudadas.

Figura 10.1 – Taxa de arrastamento de resíduos sólidos para o piscinão em relação ao número de ensaios (resíduos brancos).

Os ensaios em modelo físico vieram corroborar os resultados descritos na análise dimensional realizada para a questão, onde foram colocadas todas as grandezas envolvidas no processo.

A relação funcional apontada para a determinação da quantidade de resíduos que é arrastada para o piscinão em relação à quantidade de resíduos que escoam no canal, depende da vazão bipartida, do quadrado do número de Froude e da massa específica dos resíduos (em relação a água), conforme a expressão abaixo:

$$\frac{Q_{RP}}{Q_{RC}} = \varphi \left(\frac{Q_L}{Q}, Fr_1^2, \delta \right) \quad (57)$$

A consistência desta relação foi demonstrada quando observou-se que em todas as alternativas estudadas, a quantidade de resíduos arrastada ao piscinão se eleva com a elevação da vazão bipartida.

A consistência desta relação também foi demonstrada quando observou-se que quando o escoamento apresenta baixas velocidades, o número de Froude pouca influência exerce no processo, a qual se eleva com o incremento da velocidade.

O mais importante foi comprovar a influência da massa específica do material (em relação a água), pois se trata de uma variável que não tem a ver com a hidráulica do processo. A produção de resíduos com o mesmo volume, porém mais pesados para a elaboração dos mesmos ensaios, mostrou esta influência, anteriormente apontada na análise dimensional.

Cabe ressaltar que este estudo está sendo o início de muitos outros que ainda serão necessários para a compreensão do fenômeno de arrastamento de resíduos sólidos através de vertedores laterais de reservatórios de contenção de cheias. Conforme a revisão bibliográfica realizada, não há ainda estudos que abordem o assunto com a utilização de modelos físicos como ferramenta de investigação, exceto pela pesquisa realizada por Armelin, Pinto e Martins (2007), que abordou a questão, porém a modelação dos resíduos foi realizada em relação ao volume, sendo desprezada a massa, de forma que não pode ter seus resultados comparados aos desta pesquisa.

Com certeza, muito existe ainda a ser abordado sobre este tema tão desconhecido e importante nos dias atuais, visto que as grandes metrópoles estão adotando reservatórios de detenção para a minimização do problema das inundações urbanas; no entanto, essa solução não se caracteriza mais como isolada, pois faz parte de um contexto de gestão que tem que ser realizada de forma compartilhada, uma vez que um reservatório beneficia a bacia de drenagem a jusante, sendo que a bacia de drenagem a montante tem que estar protegida por outro reservatório, e assim por diante.

Portanto, é necessário traçar um plano estratégico de gestão dessas estruturas, não apenas em relação ao amortecimento de cheias, mas também em relação aos impactos desfavoráveis, entre os quais, os resíduos veiculados pela rede de drenagem. Assim, espera-se que este trabalho seja o início de um processo de descobrimento de todos os fatores envolvidos nessa questão.

Recomenda-se para uma nova pesquisa, abordar a questão da variação da massa específica, a qual mostrou-se de grande relevância no processo. Faz-se necessário testar resíduos de mesmo volume, porém de diferentes massas específicas para que se possa analisar de forma mais abrangente a influência desta variável no processo de arrastamento de resíduos para o reservatório de contenção de cheias.

REFERÊNCIAS

ALLISSON, R. A. et al. **From roads to rivers: gross pollutant removal from urban waterways**. Canberra: Cooperative Research Centre for Catchment Hydrology, 1998.

ARMELIN, L. F. **A questão do acúmulo de resíduos sólidos em reservatórios de retenção urbanos na Região Metropolitana de São Paulo**. 2005. 127 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

ARMELIN, L. F.; PINTO, L. C. S.; MARTINS, J. R. S. Análise do processo de assoreamento por lixo de reservatórios de retenção urbanos. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 18., 2007, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABRH, 2007.

ARMITAGE, N.; ROOSEBOOM, S. The removal of litter from stormwater conduits and streams. Paper 1 – The quantities involved and catchment litter management options. **Water SA**, Pretoria, v. 26, n. 2, p. 181-187, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 10004: resíduos sólidos: classificação**. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO DE IMPRENSA DA BARRA (AIB). Disponível em: <http://www.aib.org.br/noticias/g_3078.jpg>. Acesso em: 2 jun. 2010.

AZEVEDO NETTO J. M. **Manual de hidráulica**. 8ª. ed. São Paulo. 1998.

BORGHEI, S. M.; JALILI, M. R.; GHODSIAN, M. Discharge coefficient for sharp-crested side weir in subcritical flow. **Journal of Hydraulic Engineering**, Reston, v. 125, n. 10, p. 1051-1056, Oct. 1999.

BRASIL, R. **Controle de enchentes** – 10 anos do Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê – Várzeas do Tietê. Apresentação em Power Point realizada em São Paulo, em 2 dez. 2008.

BRITES, A. P. **Avaliação da qualidade da água e dos resíduos sólidos no sistema de drenagem urbana**. 2005. 171 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2005.

CANHOLI, A. P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. São Paulo: Oficina de textos, 2005.

COMPANHIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL DO ESTADO DE SÃO PAULO (SABESP). Governo de São Paulo lança programa Nossa Guarapiranga. **Notícias**, 7 jun. 2011. Disponível em: <<http://site.sabesp.com.br/site/fique-por-dentro/noticias-Detalhes.aspx?secaold=66&id=2313>>. Acesso em: 27 jun. 2011.

COELHO, V. **Baía de Guanabara**: uma história de agressão ambiental. Rio de Janeiro: Casa da Palavra, 2007.

COMITÊ DA BACIA HIDROGRÁFICA DO ALTO TIETÊ (COMITEAT). **Fundo Estadual de Recursos Hídricos**, 2005. Disponível em: <<http://www.comiteat.sp.gov.br/fehidro.htm>>. Acesso em: 4 jan. 2010.

CYPRIANO, E. F. **Distribuição espacial de mercúrio nos sedimentos do complexo lagunar da baixada de Jacarepaguá**. 2009. 140 p. Monografia (Graduação em Oceanografia) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

DOMINGUEZ, F. J. **Hidráulica**. 5. ed. Santiago: Editorial Universitária, 1978.

EMPRESA METROPOLITANA DE ÁGUAS E ENERGIA (EMAE). **Enchentes II**. Apresentação em Power Point realizada em evento no Instituto de Engenharia, São Paulo, 2010.

FEDERAÇÃO BRASILEIRA DE COOPERATIVAS DE CATADORES DE MATERIAIS RECICLÁVEIS (FEBRACOM). **Relatórios de andamento dos serviços de operação das ecobarreiras no Rio de Janeiro no âmbito do projeto “Rio ama os rios”**. Rio de Janeiro, 2009.

FELIX, U. T. **Controle de enchentes – 10 anos do Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê**. Apresentação em Power Point realizada em São Paulo, em 2 dez. 2008.

FUNDAÇÃO SUPERINTENDÊNCIA ESTADUAL DE RIOS E LAGOAS (SERLA). **Projeto Rio Ecobarreira**. Rio de Janeiro, 2005. Disponível em <http://www.globalgarbage.org/Apresentacao_ouroazul.pdf>. Acesso em: 10 maio 2010.

GOOGLE EARTH. Imagens. **Google Earth**, 14 dez. 2008. Disponível em: <<http://www.google.com/earth/index.html>>. Acesso em: 10 set. 2010.

HUGHES, W. F.; BRIGHTON, J. A. **Dinâmica dos fluídos**. São Paulo: McGraw Hill do Brasil, 1979.

KOBUS, H. **Hydraulics modeling**. Bonn: DVWK/IAHR, 1981.

MARAI, M.; ARMITAGE, N.; WISE, C. The measurement and reduction of urban litter entering stormwater drainage systems. Paper 1 – Quantifying the problem using the City of Cape Town as case study. **Water SA**, Pretoria, v. 30, n. 4, p. 469-482, Oct. 2004.

MCKAY, P.; MARSHALL, M. **Backyard to bay: tagged litter report**. Melbourne, Australia: Melbourne Water, 1993.

MOTTA, V. F. **Curso de teoria da semelhança**. Porto Alegre: UFRGS, 1972.

NEVES, M. F. P. **Quantificação de resíduos sólidos na drenagem urbana**. 2006. 227 p. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

PIMENTA, C. F. **Curso de hidráulica geral**. 4. ed. Rio de Janeiro: Centro Tecn. de Hidráulica, 1981.

PINHO, P. M.; GUNTHER, W. R. Avaliação do inventário estadual de resíduos sólidos domésticos do estado de São Paulo. In: ENCONTRO DA ASSOCIAÇÃO NACIONAL DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO EM AMBIENTE E SOCIEDADE, 4., 2008, Brasília. **Anais...** Brasília: ANPPAS, 2008. p. 1-8.

PORTO, R. M. **Hidráulica básica**. São Carlos: EESC/USP, 1998.

RAIMUNDO, A. P. **Estruturas hidráulicas utilizadas em reservatórios de controle de cheias**. 2007. 179 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

RANGA RAJU, K. G.; PRASAD, B.; GUPTA, S. Side weir in rectangular channel. **ASCE - Journal of Hydraulics Division**, v. 105, n. 5, p. 547-554, abr./jun. 1979.

SANTOS, A. R. **Geologia de engenharia, conceitos, método e prática**. São Paulo: ABGE/IPT, 2002.

SANTA CLARA VALLEY. **Urban runoff**: pollution prevention program. Califórnia, 2007. Disponível em: <http://www.scvurppp-w2k.com/trash_bmp_toolbox_2007/litter%20booms.pdf>. Acesso em: 20 maio 2010.

SINGH, R.; MANIVANNAN, D.; SATYANARAYANA, T. Discharge coefficient of rectangular side weirs. **ASCE - Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, v. 120, n. 4, p. 814-819, jul./ago. 1994.

SOUZA, D. D. B. **Redução do nível de água em canais de adução de PCHs**. 2005. 133 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2005.

SOUZA, P. A.; MARTINS, J. R. S.; FADIGA JR., F. M. **Métodos computacionais aplicados à engenharia hidráulica**. São Paulo: CTH, 1991.

SUBRAMANYA, K.; AWASTHY S. C. Spatially varied flow over side-weirs. **ASCE - Journal of the Hydraulics Division**, v. 98, n. 1, p. 10, jan./abr. 1972.

SWAMEE, P. K.; PATHAK, S. K.; ALI, M. S. Side-weir analysis using elementary discharge coefficient. **ASCE - Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, v. 120, n. 4, p. 742-755, jul./ago. 1994.

TUCCI, C. E. M. Gerenciamento integrado das inundações urbanas no Brasil. **Revista de Gestão de Água da América Latina**, Porto Alegre, v. 1, n. 1, p. 59-73, jan./jul. 2004.

_____. **Inundações urbanas**. Porto Alegre: ABRH/RHAMA, 2007.

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). **Plano de recursos hídricos**. Brasília: ANA, 2003. Disponível em: <<http://www.ana.gov.br>>. Acesso em: 21 maio 2010.

BASF PLASTICS. Catálogo Styropor® Embalagem. **BASF Plastics**, maio 2006. Disponível em: <<http://www.basf.com.br>>. Acesso em: 4 jul. 2010.

_____. Ficha técnica Styropor®: poliestireno expansível. **BASF Plastics**. Disponível em: <<http://www.basf.com.br>>. Acesso em: 4 jul. 2010.

CHOW, V.T. **Open-Channel Hydraulics**. McGraw-Hill: International Student Edition, 680 p., 1959.

COMPANHIA AMBIENTAL DO ESTADO DE SÃO PAULO (CETESB). **Inventário estadual de resíduos sólidos domiciliares**. São Paulo: CETESB, 2010. Disponível em: <<http://www.cetesb.sp.gov.br/Solo/publicações.asp>>. Acesso em: 24 maio 2010.

GIROLDO, J. **Reservatórios de contenção de cheias existentes na região metropolitana de São Paulo**. 2003. 200 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.

HUAGAU, T.; WANG, L.; GILBRETH, K. Design of side weirs in subcritical flow. In: Specialty Symposium held in Conjunction with the World Water and Environmental Resources Congress on Urban Drainage Modeling, 20-24 May 2001, Orlando, USA. **Proceedings...** Orlando, USA: American Society of Civil Engineers, 2001.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS (IPT). **Erosão e assoreamento nas bacias dos rios Tietê e Pinheiros na RMSP**. São Paulo: IPT/USP, 1992.

RODRIGUES, V. L. **Avaliação Integrada de Impactos no contexto de inundações urbanas**. 2005. 187 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

SARTORI, A.; NASCIMENTO, C. E. G. **O desassoreamento do canal do rio Pinheiros**. São Paulo: EMAE, 2002.

SILVA, I. N. Coeficiente de vazão em descarregadores laterais: estudo experimental e análise comparativa de expressões de cálculo. In: Congresso da Água, 4., 1998. **Anais...** Lisboa: APRH, 1998.