

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

Pedro Oderich da Costa

**SEDIMENTOS EM CONDUTOS DE DRENAGEM URBANA:
EFEITO DAS SINGULARIDADES**

Avaliador:
Defesa: dia 22/12/2017 às 09:30 horas
Local: UFRGS / IPH
Anotações com sugestões para qualificar o trabalho são bem-vindas. O aluno fará as correções e lhe passará a versão final do trabalho, se for de seu interesse.

Porto Alegre

Dezembro 2017

PEDRO ODERICH DA COSTA

**SEDIMENTOS EM CONDUTOS DE DRENAGEM URBANA:
EFEITO DAS SINGULARIDADES**

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

Orientadora: Ana Luiza de Oliveira Borges

Porto Alegre
Dezembro 2017

PEDRO ODERICH DA COSTA

SEDIMENTOS EM CONDUTOS DE DRENAGEM URBANA

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

Porto Alegre, dezembro de 2017

Profa. Dra. Ana Luiza de Oliveira Borges
Orientadora

Prof. João Ricardo Masuero
Dr. pelo PPGA/UFRGS
Coordenador

BANCA EXAMINADORA

Profa. Ana Luiza de Oliveira Borges (UFRGS)
Dra. pela Université de Joseph Fourier, Grenoble, França

Prof. Dr. Rafael Manica (UFRGS)
Dr. pelo PPGRHSA/IPH/UFRGS

Prof. Fernando Dornelles (UFRGS)
Dr. pelo PPGRHSA/IPH/UFRGS

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

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Prof. Ana Borges, orientadora deste trabalho, pelo apoio em todas as etapas deste trabalho, sempre disposta a tirar dúvidas e interessada em ensinar.

Agradeço os meus pais, Cláudia e Evandro, pelo incondicional apoio em toda a minha vida.

Agradeço aos meus amigos, Ricardo Porto e Laura Mayumi, por estarem sempre ao meu lado, dispostos a escutar as dificuldades e comemorar os bons momentos.

Agradeço à toda a equipe do NECOD pelo carinho, pela atmosfera de companheirismo e por todo o auxílio durante a execução deste trabalho.

Os que se encantam com a prática sem a ciência são como os timoneiros que entram no navio sem timão nem bússola, nunca tendo certeza do seu destino.

Leonardo da Vinci

RESUMO

Este trabalho versa sobre os efeitos das singularidades de um conduto de drenagem urbana sobre o escoamento e a sua capacidade de transporte de sedimentos carregados para dentro do mesmo. Devido à baixa preocupação com a emissão de sedimentos em um contexto urbano, grandes quantidades de sedimentos são carregadas à rede de drenagem, sendo transportados até lagos ou rios ou se depositando no interior dos condutos e galerias pluviais. No presente estudo busca-se uma melhor compreensão dos efeitos que a presença de singularidades como rampas, degraus e curvas podem causar no escoamento, afetando a sua capacidade de transporte e dificultando o uso das técnicas mais tradicionais de dimensionamento. Foram executados ensaios experimentais utilizando como base o modelo reduzido do Conduto Forçado Álvaro Chaves, devido à presença de singularidades significativas dentro do mesmo. O modelo foi operado em superfície livre e imaginando-se um cenário onde a carga de sedimentos carregada para dentro da rede é igual para eventos chuvosos de diferentes intensidades.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Traçado e área de contribuição do conduto Álvaro Chaves.....	14
Figura 2 – Perfis de solos para o município de Porto Alegre.....	23
Figura 3 – Mapa dos sistemas de proteção contra inundação.....	24
Figura 4 – Curva granulométrica dos sedimentos do arroio Dilúvio.....	25
Figura 5 – Forças atuantes em uma partícula de sedimento.....	26
Figura 6 – Ábaco de Hjülstrom.....	27
Figura 7 – Ábaco de Shields.....	29
Figura 8 – Croqui das instalações do modelo reduzido.....	33
Figura 9 - Vista lateral do modelo reduzido	33
Figura 10 – Vista superior do modelo reduzido	33
Figura 11 – Representação dos trechos e singularidades do modelo reduzido.....	34
Figura 12 - Croqui do sistema de injeção de material sólido.....	35
Figura 13a – Mistura a ser injetada	35
Figura 13b – Misturador	35
Figura 14 – Curva granulométrica do sedimento injetado	38
Figura 15 – Esquema das etapas de um ensaio	39
Figura 16 - Localização das formas de fundo após o primeiro ensaio	43
Figura 17 - Esboço do perfil da linha de água (sem escala) do primeiro ensaio	44
Figura 18 - Localização das formas de fundo após o segundo ensaio	44
Figura 19 - Esboço do perfil da linha de água (sem escala) do segundo ensaio	44
Figura 20 – Foto da localização das formas de fundo após o segundo ensaio	45
Figura 21 - Localização das formas de fundo após o terceiro ensaio	46
Figura 22 - Esboço do perfil da linha de água (sem escala) do terceiro ensaio	46
Figura 23 – Incremento na profundidade na saída do degrau 2	47
Figura 24 - Localização das formas de fundo após o quarto ensaio	48
Figura 25 - Esboço do perfil da linha de água (sem escala) do quarto ensaio	48
Figura 26 – Anomalia na linha de água gerada pelo cotovelo	49
Figura 27 - Localização das formas de fundo após o quinto ensaio	49
Figura 28 - Esboço do perfil da linha de água (sem escala) do quinto ensaio	50
Figura 29 - Formas geradas pela assimetria da entrada	55
Figura 30a – Posição do ressalto aos 10 min	56
Figura 30b – Posição do ressalto aos 17 min	56
Figura 31 – Deposição de sedimentos no degrau 1	57

Figura 32a – Condição do canal antes do ressalto hidráulico	58
Figura 32b – Condição do canal após o ressalto hidráulico	59
Figura 33a – Croqui da singularidade antes da sedimentação	60
Figura 33b – Croqui da singularidade após a sedimentação	60
Figura 34 – Foto da rampa de sedimentos formada	61
Figura 35 – Sedimentos depositados no trecho 4	62

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Estimativas de sedimento gerado	20
Tabela 2 – Velocidades mínimas de autolimpeza	30
Tabela 3 – Vazão sólida e concentração de sedimentos no modelo reduzido.....	36
Tabela 4 – Granulometria do material utilizado	37
Tabela 5 - Resumo dos ensaios realizados	40
Tabela 6 - Profundidades medidas antes e após as singularidades	41
Tabela 7 - Velocidades médias calculadas no modelo	42
Tabela 8 - Velocidades médias calculadas no protótipo	42
Tabela 9 – Velocidades limite para deposição e para erosão determinadas pelos critérios de Hjülstrom	51
Tabela 10 – Tensão de cisalhamento nos pontos medidos	52
Tabela 11 - Parâmetro de transporte de Shields para as seções consideradas	53

LISTA DE SIGLAS

CFAC – Conduto forçado Álvaro Chaves

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

DEP – Departamento de esgotos pluviais

CE – DEP – Caderno de encargos do departamento de esgotos pluviais

CREA-RS – Conselho regional de engenharia e agronomia do Rio Grande do Sul

NBR – Norma Brasileira regulamentadora

LISTA DE SÍMBOLOS

A – área (m^2)

Q – vazão (l/min ou m^3/s)

ρ – massa específica (kg/m^3)

d_{50} - diâmetro que 50% das partículas do sedimento estudado são inferiores à (mm ou μm)

\bar{d} – diâmetro médio das partículas de sedimento (mm ou μm)

ω_o – velocidade de queda (m/s)

μ - viscosidade dinâmica da água (m^2/s)

γ_s - peso específico do sedimento (N/m^3)

γ - peso específico da água (N/m^3)

C_d - coeficiente de interação da forma do grão de sedimento com o escoamento (adimensional)

K_1, K_2 e K_3 - coeficientes de forma do grão de sedimento (adimensionais)

Fd – força de arraste (N)

Fl – força de sustentação (N)

ω – peso de uma partícula de sedimento (N)

Fr – número de Froude (adimensional)

Re – número de Reynolds (adimensional)

ν - viscosidade cinemática do fluido (m^2/s)

U_* - velocidade de cisalhamento (m/s)

τ_b - tensão de cisalhamento no fundo do canal (N/m^2)

$\frac{1}{\psi}$ – parâmetro de Shields (adimensional)

g – aceleração da gravidade (m/s^2)

λ – fator de escala do modelo reduzido (adimensional)

C - coeficiente de escoamento superficial (adimensional)

I – intensidade do evento chuvoso (mm/h)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	13
2 CONTEXTUALIZAÇÃO	14
3 QUESTÃO DE PESQUISA	16
4 HIPÓTESES	17
5 OBJETIVOS.....	18
5.1 OBJETIVO PRINCIPAL:.....	18
5.2 OBJETIVOS SECUNDÁRIOS:	18
6 LIMITAÇÕES	19
7 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	20
7.1 CARACTERIZAÇÃO DOS SEDIMENTOS	20
7.1.1 Densidade.....	20
7.1.2 Velocidade de Queda.....	21
7.1.3 Tamanho e forma	22
7.2 TIPOS DE SEDIMENTO ENCONTRADOS NO LOCAL DE ESTUDO.....	22
7.3 INTERAÇÃO DOS SEDIMENTOS E ESCOAMENTO	25
7.3.1 Critérios baseados na velocidade de competência.....	27
7.3.2 Critérios baseados na tensão de cisalhamento.....	28
7.4 SEMELHANÇA DINÂMICA.....	29
7.5 CRITÉRIOS DE AUTOLIMPEZA	30
8 MATERIAIS E MÉTODOS	32
8.1 MODELO FÍSICO DO CONDUTO DE DRENAGEM.....	32
8.1.2 Alimentação líquida	34
8.1.3 Alimentação sólida	34
8.2 SEDIMENTO UTILIZADO	37
8.3 METODOLOGIA DE ENSAIO	38
9 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	41
9.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	41
9.1.1 Ensaio 1 – Vazão de 150 l/min	43
9.1.2 Ensaio 2 – Vazão de 300 l/min	44
9.2.3 Ensaio 3 – Vazão de 500 l/min	46
9.2.4 Ensaio 4 – Vazão de 300 l/min	48
9.2.5 Ensaio 5 – Vazão de 150 l/min	49
9.2 COMPARAÇÃO COM A VELOCIDADE DE AUTOLIMPEZA E CRITÉRIOS DE DEPOSIÇÃO, TRANSPORTE E EROSIÃO.....	50
9.2.1 Critérios baseados na velocidade de competência.....	51

9.2.2 Critérios baseados na tensão de cisalhamento	52
9.2.3 Critérios baseados na velocidade de autolimpeza	54
9.3 INTERAÇÃO DO ESCOAMENTO COM AS SINGULARIDADES	55
9.3.1 – Entrada.....	55
9.3.2 – Primeiro degrau.....	56
9.3.3 – Rampa.....	58
9.3.4 Segundo degrau	60
9.3.5 Curva 90° com redução de seção	62
10 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	64
10.1 Conclusões	64

1 INTRODUÇÃO

Com a recente urbanização de grandes áreas de países em desenvolvimento, constatou-se uma grande alteração na paisagem urbana. Tais mudanças alteraram drasticamente o padrão de uso do solo, alterando significativamente o comportamento hidrológico das grandes cidades. Segundo LEOPOLD (1968), a impermeabilização de porcentagens significativas de uma bacia hidrográfica pode aumentar a vazão pico de um evento chuvoso em até sete vezes. Além disso, áreas urbanas em expansão tendem a ter uma considerável perda de cobertura vegetal, deixando parcelas significativas de solo vulneráveis à ação do escoamento superficial. Combinando-se estas duas características, têm-se um aumento significativo da erosão, carreando partículas de solo em eventos chuvosos pelas redes de micro e macrodrenagem e, conseqüentemente, aos cursos hídricos. De acordo com GUY, 1967:

“Severos problemas de sedimentação ocorrem quando, por exemplo, a vegetação original é removida em áreas de construção”.

Devido a estes fatos, o estudo sobre o comportamento de sedimentos dentro de sistemas de drenagem pluvial e os efeitos que a deposição deste material pode causar no escoamento são relevantes no cenário atual, sendo a motivação para este trabalho. De forma a melhor entender a dinâmica de transporte de sedimentos em uma rede de drenagem pluvial, serão realizados ensaios para mapear o trânsito das partículas, bem como os padrões de deposição e o início de movimento e as condições locais que favorecem a mobilidade dos sedimentos. Acredita-se que, em regiões do conduto que apresentam singularidades, a variação da velocidade de escoamento forneça condições para a deposição das partículas de solo carregadas ao conduto. No entanto, pouco se sabe sobre os efeitos que a deposição de sedimentos no interior do conduto tem sobre o escoamento, de forma que ensaios experimentais se tornam necessários para a compreensão do problema. No escopo deste trabalho, a parte experimental da pesquisa será realizada em trecho do modelo reduzido do conduto de drenagem Álvaro Chaves, por ser uma boa representação de um conduto urbano, além de apresentar singularidades relevantes em seu traçado.

2 CONTEXTUALIZAÇÃO

O conduto forçado Álvaro Chaves é uma obra de drenagem pluvial construída no município de Porto Alegre, RS, projetada para diminuir alagamentos frequentes nos bairros Moinhos de Vento, Auxiliadora, Mont'Serrat e Rio Branco. Esse sistema de esgotamento pluvial drena uma bacia contribuinte de aproximadamente 2,8 km², sendo localizado em uma região altamente urbanizada com coeficiente de escoamento superficial próximo de 0,7 (CREA-RS, 2013). O sistema ganhou atenção na mídia nacional quando, em 2013, parte de sua seção colapsou, gerando grandes transtornos à população local. O evento de chuva que gerou o acidente teve uma precipitação estimada de 64 mm em 45 minutos, o que representou, segundo as curvas IDF do município, um tempo de retorno de aproximadamente 70 anos (SILVA, 2015). A figura 1 mostra a área da bacia de contribuição em laranja e o traçado principal do conduto. O trecho do conduto ressaltado em azul representa o trecho que foi modelado fisicamente.

Figura 1: Traçado e área de contribuição do conduto Álvaro Chaves.



(Fonte: Modificado de acervo virtual do município de Porto Alegre)

Após a ruptura, o Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Rio Grande do Sul (CREA-RS) criou uma comissão de especialistas para fornecer um parecer técnico sobre os

motivos do colapso da estrutura do conduto Álvaro Chaves. Verificou-se neste estudo que não houve uma causa única para o colapso, mas sim uma conjunção de fatores que incluíram erros de projeto e execução. Dessa forma, somente a precipitação intensa registrada no dia não poderia ser responsável pelo colapso da estrutura. Segundo a comissão, embora o sistema tenha sido projetado com a capacidade de suportar um evento chuvoso com tempo de retorno de 10 anos, situações de precipitação mais intensas somente causariam alagamentos à montante, e não seriam causa suficiente para o colapso da estrutura. Devido à complexidade dos fenômenos que podem ocorrer dentro do conduto, diversos estudos paralelos foram iniciados com o objetivo de compreender melhor os padrões de escoamento gerados por uma estrutura singular como o CFAC e como interagem o escoamento e os sedimentos no interior deste conduto. O presente estudo tenta compreender um dos fenômenos hidráulicos que poderiam ocorrer dentro deste sistema, abordando como o escoamento irá se comportar na presença de escoamento de água transportando sedimentos, já que, o conduto possui geometria e singularidades pouco convencionais.

3 QUESTÃO DE PESQUISA

Sabe-se que os sedimentos gerados na bacia contribuinte são aportados à rede de drenagem pluvial urbana, no entanto, pouco se conhece sobre o transporte deste material no interior destes condutos. Desta forma, através deste estudo busca-se investigar se existe a possibilidade de os sedimentos serem retidos em certos locais do conduto e, se sim, como se alterariam as características hidráulicas locais.

4 HIPÓTESES

Para a concepção dos métodos a serem empregados para estudar as influências da sedimentação sobre singularidades de um conduto de drenagem, são formuladas as seguintes hipóteses:

- A presença de singularidades na rede de drenagem gera assimetrias no escoamento, tais como mudanças na velocidade e profundidade locais. Devido a estas alterações nas linhas de corrente do escoamento, pode haver redução na capacidade de transporte de material sólido, favorecendo a sua deposição no interior do conduto.
- Os materiais sedimentados no fundo podem gerar um aumento da rugosidade, implicando em uma menor capacidade de escoamento;
- Grandes cargas de material depositado em singularidades podem gerar uma redução na seção transversal.
- A sedimentação nas singularidades pode interferir na geometria da mesma, podendo criar uma nova configuração que se torne mais favorável ao escoamento, com menor impacto na alteração das linhas de corrente.

5 OBJETIVOS

5.1 OBJETIVO PRINCIPAL:

O objetivo principal do trabalho é entender como ocorre o trânsito de sedimentos em condutos pluviais prismáticos operando em superfície livre e quais são os efeitos que as singularidades do conduto tem sobre o escoamento e sobre a deposição de sedimentos no interior do mesmo.

5.2 OBJETIVOS SECUNDÁRIOS:

Os objetivos secundários do trabalho são:

- Comparação dos resultados experimentais com os critérios teóricos de sedimentação e transporte.
- Observar os efeitos do transporte de sedimentos no comportamento hidráulico do escoamento.
- Parametrizar as condições hidráulicas e sedimentológicas que favorecem a deposição dos sedimentos em redes de drenagem urbana.

6 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- Uma vez que os sedimentos gerados em bacias urbanas são heterogêneos, não é possível garantir que o material carregado à rede de drenagem seja idênticos ao que será ensaiado em laboratório.
- A magnitude das vazões e das concentrações de sedimento a serem empregadas, bem como a definição do tipo de sedimento estão limitadas pela existência de dados, coletados *in loco* ou retirados da bibliografia.
- Todos os ensaios serão realizados no mesmo modelo em escala reduzida. Logo, só serão representativos das geometrias presentes no conduto modelado fisicamente.
- Os resultados dos ensaios que avaliam o efeito das singularidades do escoamento sobre o aprisionamento dos sedimentos estão condicionados aos tipos de singularidades presentes no modelo reduzido a ser empregado.

7 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

7.1 CARACTERIZAÇÃO DOS SEDIMENTOS

Segundo MAYS, 2005, os sedimentos são definidos como sendo o detrito rochoso resultante de erosão química ou física, depositado na superfície da Terra como partículas soltas, apresentando propriedades muito parecidas com aquelas de sua rocha mãe. Como já citado, eventos chuvosos podem erodir estas partículas, sendo transportadas pela água para a rede de drenagem. Observa-se na tabela 1, a estimativa da quantidade de sedimento gerada nas bacias urbanas de alguns países e regiões do planeta e sua concentração média de sedimentos por evento.

Tabela 1: Estimativas de sedimento gerado

País / Região	Concentração média de sedimentos na rede de drenagem (mg/l)	Faixa de Valores medidos (mg/l)
Reino Unido	190	21 - 2582
França	364	15 - 3780
Alemanha	170	46 - 2700
Escandinávia	323	5 - 1040
EUA	150	2 - 2890

(Fonte: Adaptado de: Ellis, 1996, apud Tucci & Collischonn, 2002)

De forma a melhor entender o comportamento deste material nos condutos de drenagem pluvial, é necessária a caracterização dos mesmos. Algumas de suas principais propriedades são descritas nos itens que seguem:

7.1.1 Densidade

A densidade de uma partícula sedimentar relaciona a massa específica da mesma com a massa específica da água, de forma que:

$$\beta = \frac{\rho_{gr\tilde{a}o}}{\rho_{\tilde{a}gua}} \quad (1)$$

Sendo:

$\rho_{gr\tilde{a}o}$ a massa específica do grão de sedimento;

$\rho_{\tilde{a}gua}$ a massa específica da água.

Segundo MAYS, 2005, partículas de solo geralmente apresentam densidade $\beta \approx 1,81$, enquanto partículas de quartzo, comuns a materiais arenosos, apresentam $\beta \approx 2,65$.

7.1.2 Velocidade de Queda

A velocidade de queda é uma medida que se refere à queda de uma partícula de sedimento quando no interior de um fluido, sendo uma medida que relaciona o peso, a forma e o tamanho da partícula, bem como a viscosidade. Esta propriedade pode ser calculada pela lei de Stokes (equação 2), pela lei de Rubey (equação 3) ou obtida experimentalmente por meio de ensaios em tubo de Griffith.

$$\omega_o = \frac{d^2}{18\mu} (\gamma_s - \gamma) \quad (2)$$

Sendo:

ω_o a velocidade de queda (m/s)

μ a viscosidade dinâmica da água (m²/s);

γ_s o peso específico do sedimento (N/m³);

γ o peso específico da água (N/m³);

d o diâmetro característico do sedimento (d_{50} ou \bar{d}).

$$\omega_o = F \sqrt{gd(\beta - 1)}, \text{ onde } F = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{gd^3(\beta - 1)}} - \sqrt{\frac{36v^2}{gd^3(\beta - 1)}} \quad (3)$$

Sendo:

v a viscosidade cinemática da água (m^2/s).

7.1.3 Tamanho e forma

O tamanho de um sedimento é avaliado por meio de um ensaio de peneiramento, seguindo as recomendações da norma NBR 7181 (ABNT, 1988) – Análise Granulométrica de Solos.

Já a forma de uma partícula é avaliada através de três fatores, conhecidos como esfericidade, arredondamento e fator de forma. Apesar de pouco práticos, pois na maioria dos casos estas variáveis necessitam ser analisadas para cada grão individualmente, o conhecimento destas propriedades fornece informações sobre o tempo de permanência da partícula estudada em contato com o escoamento e sobre como ocorre seu transporte.

7.2 TIPOS DE SEDIMENTO ENCONTRADOS NO LOCAL DE ESTUDO

De forma a melhor representar as condições de operação de condutos urbanos no município de Porto Alegre, deve-se primeiro entender qual o tipo de sedimento que é erodido e carregado ao sistema. Dessa forma, torna-se necessário conhecer o solo da bacia de contribuição. Segundo SCHNEIDER et al., 1974 (apud: BASTOS, 1991), “destacam-se no município de Porto Alegre duas feições geológicas distintas: o Embasamento Cristalino e sedimentos quaternários do Grupo Patos”. Regiões altas da cidade drenadas pelo conduto, como os bairros Moinhos de Vento, Bela Vista e Mont’Serrat, tendem a apresentar características geológicas comuns às do embasamento cristalino. Nesta condição geológica é comum a presença de rochas graníticas que devido ao processo de intemperismo geram solos com maiores frações de areia. Segundo BASTOS, 1995, encontram-se nessas regiões solos com frações de areia de até 40% no horizonte B. A figura 2 mostra os solos predominantes no município de Porto Alegre.

Figura 2: Perfis de solos para o município de Porto Alegre.



(Fonte: BASTOS & DIAS, 1991)

Segundo MENEGAT, 1998, nas regiões mais baixas, pertencentes à planície de inundação do Guaíba, encontram-se solos hidromórficos, com alta presença de argilas e siltes provenientes de cheias. Um evento de cheia carrega em suspensão uma alta carga desses sedimentos, que consegue se depositar nas margens quando a calha do rio extravasa e encontra uma baixa velocidade de escoamento. No entanto, como observa-se na figura 3, essa região pertence à área de pôlderes (em verde), protegida de inundações pelos diques que compõem o sistema de proteção contra enchentes de Porto Alegre. Devido ao pequeno diâmetro desses materiais, mesmo escoamentos de baixa velocidade tem capacidade de transporte suficiente

para garantir a não deposição destas partículas de solo. Assim, pode-se inferir que a parcela de argilas e siltes é pouco significativa na massa de sedimentos que estima-se que esteja presente no interior do conduto.

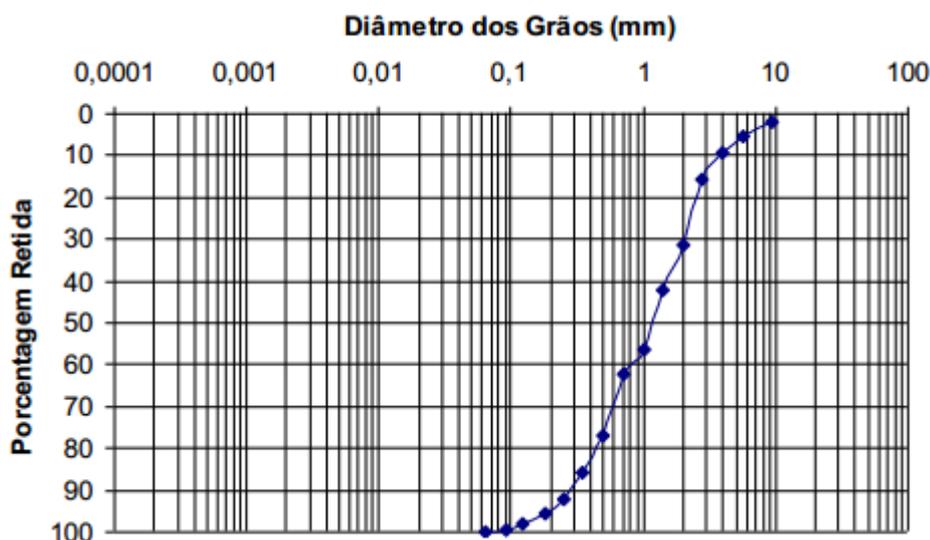
Figura 3 – Mapa dos sistemas de proteção contra inundação



(Fonte: MENEGAT, Atlas Ambiental de Porto Alegre, Capítulo 15)

Contribui para esta suposição um estudo realizado com os sedimentos carreados ao arroio Dilúvio, no qual foi estudada a composição granulométrica dos sedimentos de diversos pontos ao longo do curso hídrico. Esta bacia recebe contribuições de locais que pertencem ao mesmo escudo cristalino que carrega solo ao conduto Álvaro Chaves, sendo possível estimar que há semelhança nos dois sedimentos. Neste estudo, o sedimento encontrado apresentou predominância de areias médias e grossas (71,8% do total), seguido por 22,9% de areias finas e 5,3% de pedregulhos (YOUNG, 2010). Apresenta-se, na figura 4, a curva granulométrica do material encontrado, determinada através de peneiramento, conforme recomendado pela NBR 7181 (ABNT, 1988) – Análise Granulométrica de Solos.

Figura 4: Curva granulométrica dos sedimentos do arroio Dilúvio.



(Fonte: YOUNG, Juliana, 2010).

Dessa forma, têm-se embasamento suficiente para inferir que ensaios realizados com material arenoso terão a melhor representatividade quanto às condições reais do problema.

7.3 INTERAÇÃO DOS SEDIMENTOS E ESCOAMENTO

O início do movimento de uma partícula de solo localizada no substrato de um canal ou conduto pode ser estimado por duas filosofias diferentes, fundamentadas em critérios ou da tensão de cisalhamento que age sobre o sedimento ou da chamada velocidade de competência. A figura 5 ilustra as forças que atuam sobre uma partícula de sedimento quando sob a ação de um escoamento. Desconsiderando-se as forças de contato entre grãos e as forças de coesão, devido à sua insignificância em sedimentos arenosos, têm-se que as principais forças atuantes são:

- Forças tangenciais: Força de arraste (F_d) e componente horizontal do peso ($\omega \cdot \sin \alpha$).
- Forças normais: Sustentação (F_l) e componente vertical do peso ($\omega \cdot \cos \alpha$).

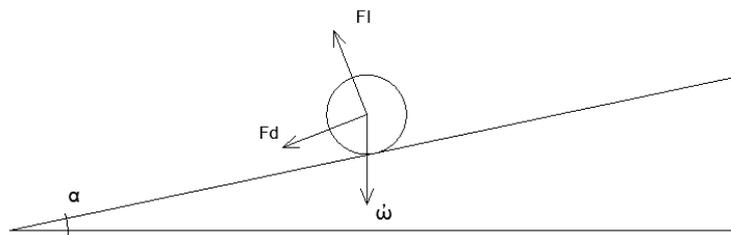
Sabe-se que a condição de estabilidade de uma partícula é dada pela equação 4:

$$\tan \varphi = \frac{\sum \text{Forças Tangenciais}}{\sum \text{Forças Normais}} \quad (4)$$

Sendo:

φ o ângulo de repouso do material ($^{\circ}$).

Figura 5 – Forças atuantes em uma partícula de sedimento.



(Fonte: Próprio Autor).

Assim, com a definição das forças atuantes, têm-se:

$$Fd = C_d K_1 d^2 \rho \frac{U_b^2}{2} \quad (5)$$

$$Fl = C_l K_2 d^2 \rho \frac{U_b^2}{2} \quad (6)$$

$$\omega = K_3 (\rho_s - \rho) g d^3 \quad (7)$$

Sendo:

C_d e C_l um coeficiente de interação da forma do grão com o escoamento (adimensional);

K_1, K_2 e K_3 são coeficientes de forma do grão (adimensionais).

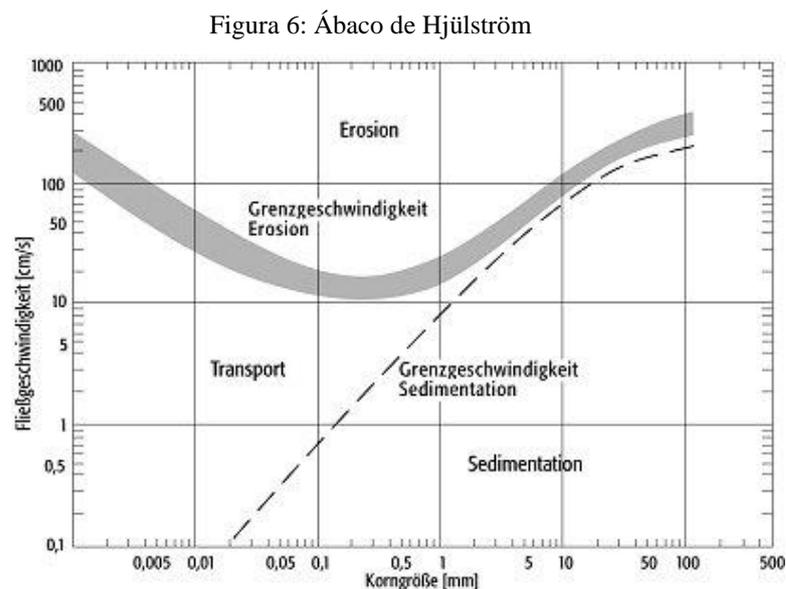
Igualando-se assim na condição de estabilidade (equação 4), têm-se a relação:

$$\frac{[U_b]_{cr}}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)gd} = \frac{2K_3(\tan \varphi \cos \alpha - \sin \alpha)}{C_d K_1 + C_l K_2 \tan \varphi} \quad (8)$$

Deve-se ressaltar, no entanto, que só existem soluções experimentais que vinculam as grandezas hidráulicas do escoamento e as características dos sedimentos na condição de início de movimento, dentre os quais os resultados publicados por Hjülström (1935) e Shields (1936) (apud: MAYS, 2005) são relevantes, baseando-se para o início de movimento respectivamente na velocidade de competência e na tensão de cisalhamento.

7.3.1 Critérios baseados na velocidade de competência

Pelo critério da velocidade de competência, é possível relacionar o diâmetro médio de uma partícula com as suas velocidades de erosão, deposição e transporte. Como pode-se observar no ábaco abaixo (figura 6), partículas de com diâmetro médio de 0,25 mm requerem a menor velocidade de escoamento para sua erosão. A curva tracejada representa o limite entre a sedimentação ou transporte de sedimentos enquanto a linha superior representa a fronteira entre erosão e transporte.



(Fonte: Revista SPEKTRUM, 2000)

7.3.2 Critérios baseados na tensão de cisalhamento

Existem diversos métodos utilizados para determinar a tensão de cisalhamento responsável por iniciar o transporte de uma partícula de sedimento. Dentre eles, o método desenvolvido por SHIELDS (1936), apud: MAYS (2005), é um dos mais importantes por abranger uma ampla gama de escoamentos e de tipos de sedimento, devido ao uso de ferramentas de análise dimensional. A tensão crítica de cisalhamento pode ser calculada utilizando-se o ábaco de Shields (figura 7). Para isto, é necessário a determinação do número de Reynolds do grão, dado pela equação 9:

$$Re_* = \frac{U_* d}{\nu} \quad (9)$$

Sendo:

d o diâmetro médio do sedimento (m);

ν a viscosidade cinemática do fluido (m²/s).

U_* a velocidade de cisalhamento (m/s), dada por:

$$U_* = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} \quad (10)$$

Sendo:

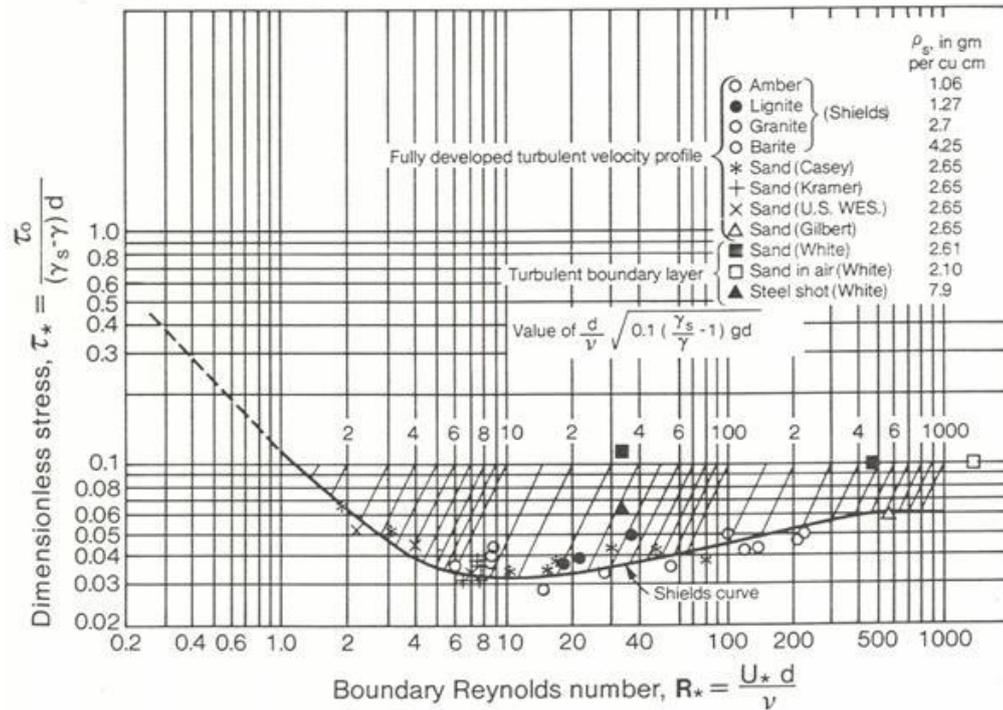
τ_b a tensão de cisalhamento no fundo do canal (N/m²);

ρ a massa específica da água (kg/m³).

Assim, utiliza-se o ábaco da figura 7 para determinar o parâmetro $\frac{1}{\psi}$, e, utilizando a equação 11, pode-se calcular a tensão cisalhante para início de movimento.

$$\frac{1}{\psi} = \frac{\tau}{\gamma \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) d} \quad (11)$$

Figura 7: Ábaco de Shields



(Fonte: MAYS, 2005, página 787)

7.4 SEMELHANÇA DINÂMICA

A transposição dos dados coletados em modelo reduzido para o protótipo exige, a partir da escala de redução geométrica (λ) empregada no modelo, a determinação de escalas específicas para as grandezas hidráulicas envolvidas. Considerando-se que a instalação experimental foi projetada para respeitar a semelhança de Froude, a escala de velocidades assume o valor:

$$Fr_{\text{modelo}} = Fr_{\text{real}} \quad (12)$$

$$\frac{V_{modelo}}{\sqrt{gh_{modelo}}} = \frac{V_{real}}{\sqrt{gh_{real}}} \quad (13)$$

De tal forma que:

$$V_{real} = \frac{V_{modelo}}{\lambda^{1/2}} \quad (14)$$

Considerando que a vazão é o produto da área da seção de escoamento pela velocidade média, mantendo a semelhança de Froude temos que:

$$\frac{Q_m}{\lambda^2 A} \frac{1}{\sqrt{g \cdot \lambda h}} = \frac{Q_r}{A} \frac{1}{\sqrt{gh}} \quad (14)$$

E assim, simplificando:

$$Q_{real} = \lambda^{5/2} \cdot Q_{modelo} \quad (15)$$

7.5 CRITÉRIOS DE AUTOLIMPEZA

É prática comum, no âmbito de projetos de engenharia, que departamentos de drenagem urbana em diversas cidades determinem condições mínimas de inclinação, velocidade ou tensão tangencial que permitam a autolimpeza de condutos e galerias pluviais. Segundo BONG, 2014, a velocidade média é um dos critérios mais usuais para a determinação de autolimpeza, sendo considerados diversos critérios como a granulometria usual do sedimento da região estudada e as vazões recorrentes relacionadas a eventos pluviais. Observa-se, na tabela 2, as recomendações de diversos países para a velocidade mínima de autolimpeza.

Em Porto Alegre, as condições recomendadas de autolimpeza são dadas pelo caderno de encargos do DEP (CE-DEP, 2005), no qual a velocidade mínima permitida em projetos é de 0,8 m/s. Embora não seja explicitamente citado, sabe-se que esta velocidade mínima é motivada pela autolimpeza e é coerente com os valores encontrados na literatura para outros países.

Tabela 2: Velocidades mínimas de autolimpeza

Fonte	País	Tipo de esgoto	V _{mín} (m/s)	Tipo de operação
ASCE (1970)	EUA	Cloacal	0,6	Forçado ou sup, Livre
		Pluvial	0,9	
British Standart BS8005 (1987)	Reino Unido	Cloacal	0,3	Forçado
		Combinado	0,75	
Ministério do Interior	França	Pluvial	0,3	Superfície Livre
		Combinado	0,6	
Almedeij (2012)	Kuwait	Pluvial	0,75	Superfície livre, canal retangular

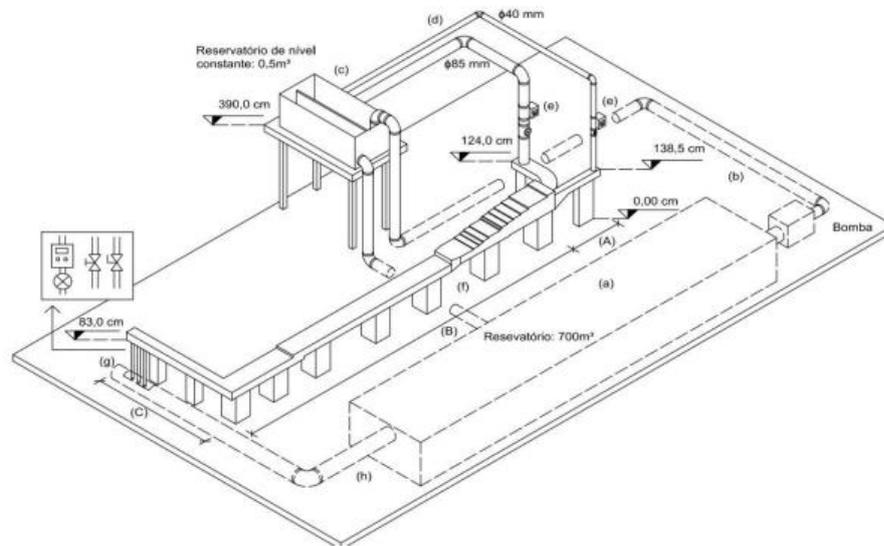
(Fonte: Modificado de BONG, 2014)

8 MATERIAIS E MÉTODOS

8.1 MODELO FÍSICO DO CONDUTO DE DRENAGEM

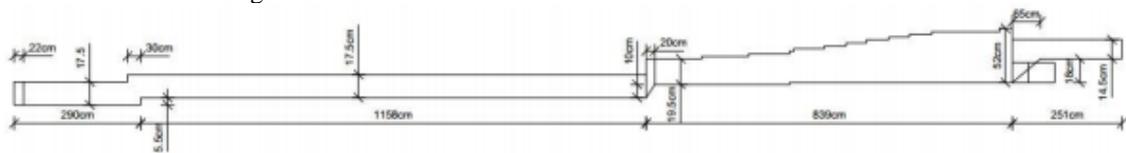
Os ensaios foram realizados no modelo em escala reduzida do CFAC, criado para projetos de pesquisa anteriores que buscaram entender alguns dos fenômenos ocorrendo nesta estrutura em princípio tão única. Este modelo foi construído em escala 1:15, com paredes de acrílico e fundo em chapas de baquelite, tendo sido escolhido por apresentar singularidades relevantes no seu interior, além de ser transparente, o que permitia a visualização dos fenômenos, poder ser operado também em superfície livre e já apresentar um sistema de injeção de sedimentos. É possível observar, já nos projetos do modelo reduzido, a geometria pouco usual do conduto, com singularidades como degraus, rampas e curvas a 90°, além de reduções da seção transversal a medida que o traçado se desloca para jusante. Observa-se, na figura 8, o croqui das instalações do modelo reduzido do CFAC, apresentando o conduto e seu sistema de alimentação líquida, bem como uma vista lateral e superior (figuras 9 e 10), respectivamente. A instalação projetada por Silva foi criada para conduzir vazões de até 2000 l/min, sendo possível a operação em conduto forçado ou em superfície livre.

Figura 8 – Croqui das instalações do modelo reduzido



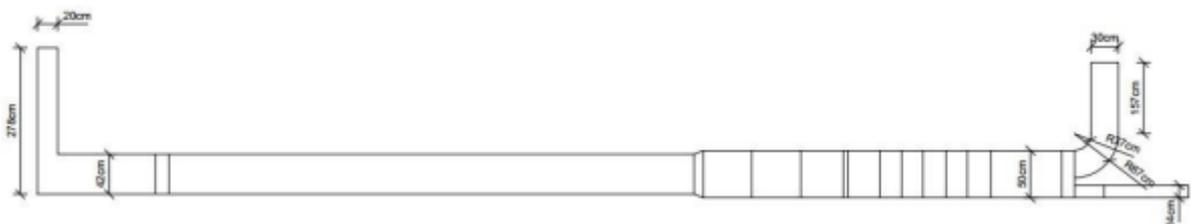
(Fonte: SILVA, 2015. Página 57)

Figura 9 – Vista lateral do conduto em modelo reduzido



(Fonte: SILVA, 2015. Página 57)

Figura 10 – Vista superior do conduto em modelo reduzido

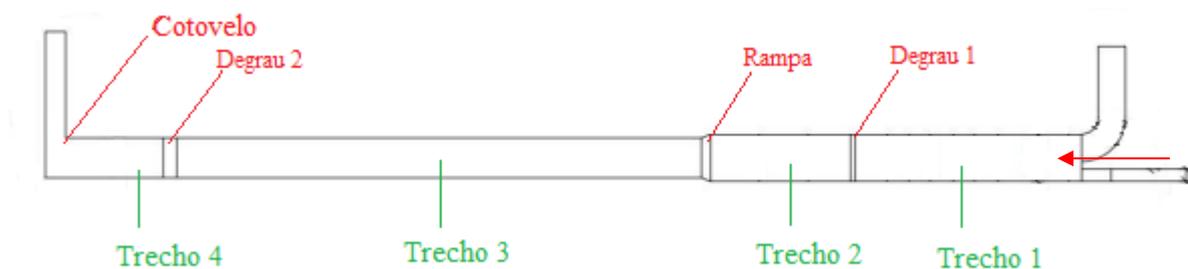


(Fonte: SILVA, 2015. Página 57)

Para facilidade de entendimento dos resultados encontrados na pesquisa, o conduto foi dividido em cinco trechos, separados pelas singularidades presentes no modelo reduzido.

Observa-se na figura 11 um croqui indicando as singularidades presentes no modelo reduzido e a divisão dos trechos. A seta em vermelho indica o sentido do fluxo.

Figura 11: Representação dos trechos e singularidades do modelo reduzido



(Fonte: Próprio autor)

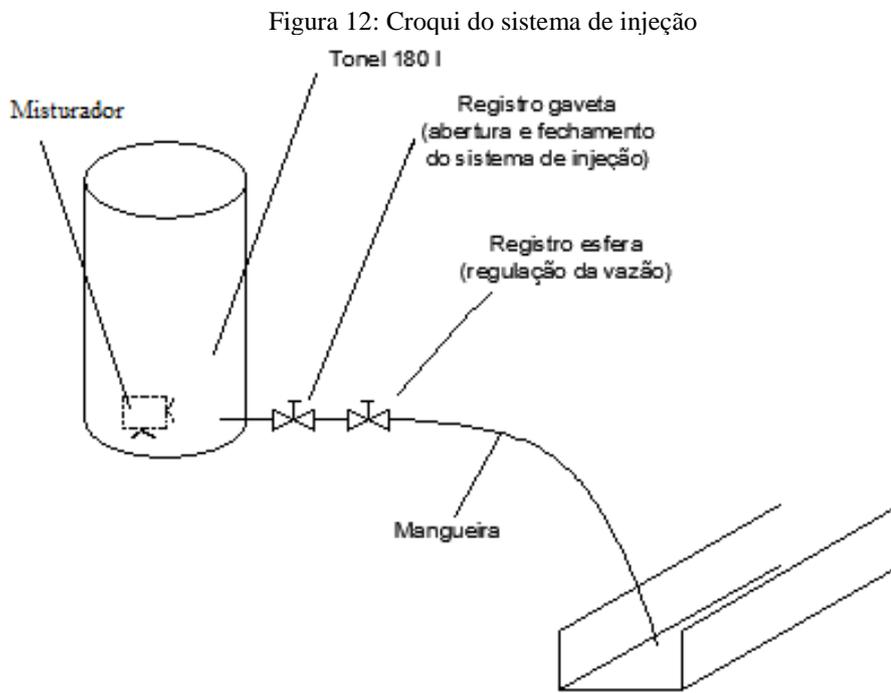
8.1.2 Alimentação líquida

A injeção de água no canal foi realizada através de duas canalizações de ferro fundido com diâmetros de 40 mm (correspondente à vazão que entra no CFAC pela avenida Bordini) e 85 mm (correspondente à vazão que entra pela rua Mata Bacelar), cada uma responsável por metade da alimentação líquida e controladas por um medidor de vazão eletromagnético e registros gaveta. O controle da vazão na saída do conduto foi feito através de registros (gaveta e esfera), acionados de forma a garantir o estabelecimento de regime permanente à superfície livre. No presente trabalho, o conduto foi utilizado com condições fixas de vazão, sendo estas iguais a 150, 300 e 500 l/min.

8.1.3 Alimentação sólida

O sistema de alimentação sólida era composto de um tonel de 180 l elevado acima do modelo reduzido, no qual uma mistura de água e areia é liberada no conduto com o uso de mangueiras. Um misturador no interior do tonel garantia que a areia da mistura não sedimentasse no fundo. O fluxo é regulado por um registro esfera, garantindo que a vazão da mistura seja igual para todos os ensaios, enquanto um registro gaveta controla as manobras de

abertura e fechamento. Observa-se na figura 12 um croqui do sistema de injeção, e, nas figuras 13a e 13b fotos do sistema de alimentação sólida.



(Fonte: Próprio autor)

Figura 13a: Mistura a ser injetada



(Fonte: A pesquisa)

Figura 13b: Misturador



(Fonte: A pesquisa)

Para definição da massa de sedimento injetada, adotou-se a observação feita por Ellis (Tabela 1) que indica o valor de concentração de sedimentos próxima a 250 mg/L para fluxos em condutos de drenagem pluvial urbana. Ensaios preliminares executados pela pesquisa utilizaram a concentração de 250 mg/l para uma vazão de 500 l/min, resultando na injeção de 5,3 kg de areia. O uso desta concentração apresentou bons resultados quanto à visualização dos fenômenos, além de facilidade na execução devido ao não entupimento das mangueiras de injeção. Assim, foi escolhido repetir esta massa de sedimentos injetada para os ensaios deste trabalho. Seguindo a premissa de que o aporte de sedimentos no CFAC independe da vazão gerada pelo evento chuvoso, foi estabelecido que todos os ensaios teriam a mesma vazão sólida. Dessa forma, a concentração de sedimentos no modelo reduzido do CFAC não era igual para todos os ensaios, variando de acordo com a vazão utilizada.

Previamente ao início dos ensaios, foi executada uma calibração do sistema de injeção de sedimentos. Foram captadas amostras da mistura injetada em Beckers previamente identificados e pesados, controlando-se o volume de mistura capturado e medindo-se o tempo necessário para isto. Após medição da massa do Becker cheio, as amostras eram secas por um período de 7 dias para total evaporação da água. Medindo-se a massa seca de material e sabendo o tempo de coleta, pode-se determinar a vazão sólida de material, e, conseqüentemente, a concentração de sedimentos dentro do CFAC. Na tabela 3 pode ser visualizado a concentração de sedimentos no modelo reduzido. Devido à variação do nível do tonel com a injeção da mistura no modelo, houve uma redução da vazão de mistura injetada ao longo do ensaio. Isto resulta em uma redução na vazão sólida e conseqüentemente na redução da concentração de sedimentos no modelo reduzido.

Tabela 3: Vazão sólida e concentração de sedimentos no modelo reduzido.

Resultados concentração Becker								
Becker	Tempo acumulado	Tempo (s)	Volume (ml)	Massa úmida (g)	Massa seca (g)	Tara becker (g)	Concentração em massa (%)	Vazão sólida (g/s)
1	0	8,72	1000	1102,55	43,12	261,44	3,911%	4,94
2	177,8	8,90	1000	1005,13	35,64	288,45	3,546%	4,00
3	449,19	6,25	700	829,67	27,13	243,18	3,270%	4,34
4	681,75	8,06	750	861,96	29,75	347,76	3,451%	3,69
5	957,92	7,97	700	694,00	31,27	271,94	4,506%	3,92
6	1279,86	10,51	850	832,11	32,03	283,94	3,849%	3,05

Tabela 3 (continuação)

Concentração no CFAC		
Q = 150 l/min (mg/l)	Q = 300 l/min (mg/l)	Q = 500 l/min (mg/l)
1977,98	988,99	593,39
1601,80	800,90	480,54
1736,32	868,16	520,90
1476,43	738,21	442,93
1569,39	784,69	470,82
1219,03	609,51	365,71

(Fonte: A pesquisa)

8.2 SEDIMENTO UTILIZADO

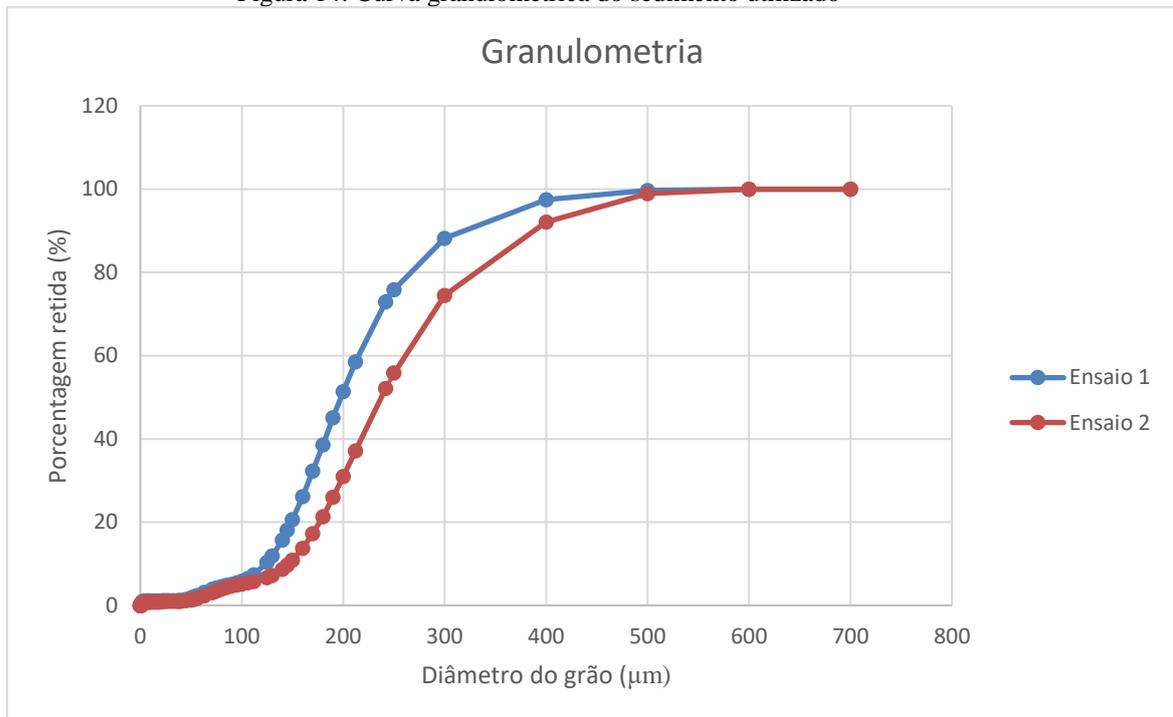
Considerando os fatores estabelecidos no item 7.2, pode-se estimar que os sedimentos presentes nos condutos tenham composição arenosa. Assim, foi escolhido o uso de areia proveniente do município de Osório, RS. Foram executados dois ensaios de granulometria em laboratório para determinar os diâmetros do material utilizado, descritos na tabela 4, bem como as curvas granulométricas geradas, disponíveis na figura 14.

Tabela 4: Diâmetros encontrados no ensaio de granulometria

	Ensaio 1	Ensaio 2	Média
$d_{50} (\mu m)$	237,49	197,73	217,61
$d_{méd} (\mu m)$	251,66	209,38	230,52

(Fonte: Próprio autor)

Figura 14: Curva granulométrica do sedimento utilizado



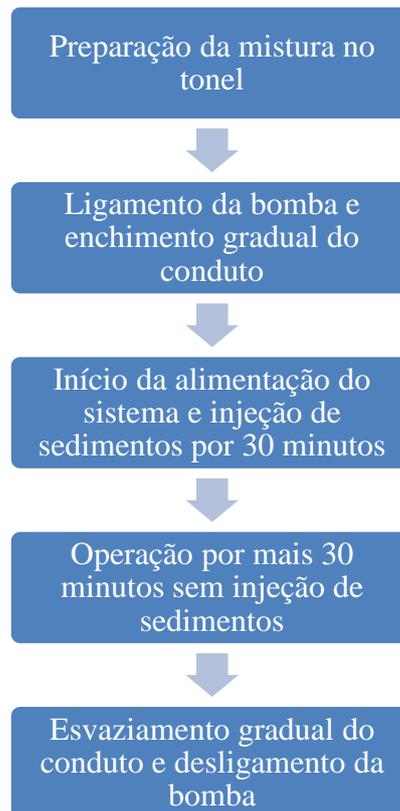
(Fonte: Próprio autor)

8.3 METODOLOGIA DE ENSAIO

No escopo deste trabalho, foi imaginado um cenário onde estabelece-se que o aporte sólido é constante, independente da vazão gerada pelo evento chuvoso, mas presente apenas na primeira metade do período de aporte líquido. Foram realizados cinco ensaios, com vazões de 150, 300, 500, 300 e 150 l/min, respectivamente, com injeção de sedimentos constante feita na primeira metade do ensaio. Estes valores de vazão foram escolhidos de forma que representem vazões que ocorram naturalmente dentro do conduto utilizado. Por limitações do modelo reduzido utilizado, não era possível utilizar vazões maiores que 500 l/min, já que ocasionaria a pressurização das seções de jusante, cenário não representado no escopo deste trabalho. Entre um ensaio e outro não era realizada a limpeza do canal, de forma a ser um ensaio contínuo. Como as formas de fundo depositadas podiam ser erodidas ou modificadas pela variação de vazão após o início e fim dos ensaios, verificou-se a necessidade de criar uma metodologia de ensaio para evitar que isso acontecesse. Para tal, após o fim do ensaio os registros à jusante do canal eram fechados, permitindo o canal encher. Um dos registros esfera no ponto de saída do

canal era então aberto, permitindo que o conduto esvaziasse lentamente em um período de até duas horas. Devido à baixa velocidade de rebaixamento do nível de água no conduto era possível minimizar os efeitos sobre as formas de fundo depositadas no conduto. Uma metodologia semelhante era utilizada antes do início de cada ensaio. Com os registros de saída do canal fechados, uma vazão baixa (30 a 50 l/min) era injetada no canal, permitindo que este enchesse. Os registros de entrada e saída do canal eram então gradualmente abertos, até atingir a vazão de alimentação líquida estipulada para o canal e a total abertura dos registros de saída. Somente após esse processo iniciava-se a injeção de sedimentos no canal. Observa-se na figura 15 um esquema das etapas de um ensaio e na tabela 5 um resumo dos ensaios realizados.

Figura 15: Esquema das etapas de um ensaio



(Fonte: Próprio autor)

Tabela 5: Resumo dos ensaios realizados.

	Vazão (l/min)	Massa de sedimentos injetada (kg)	Tempo de injeção (min)	Tempo total de ensaio
Ensaio 1	150	5,3	27	70
Ensaio 2	300	5,3	30	60
Ensaio 3	500	5,3	32	65
Ensaio 4	300	5,3	34	64
Ensaio 5	150	5,3	27	57

(Fonte: Próprio autor)

9 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

9.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Para atender aos objetivos do trabalho, foram observados os locais de deposição de sedimentos em cada ensaio e mediu-se a profundidade média nas singularidades e em alguns pontos chave do modelo reduzido, de forma a calcular as velocidades médias e as tensões tangenciais no fundo. Têm-se, na tabela abaixo, os valores de profundidade medidos antes e depois de cada singularidade, para os cinco ensaios realizados. Ressalta-se que estes valores de profundidade já desconsideram a camada de sedimentos no fundo, caso estes estivessem presentes.

Tabela 6: Profundidades medidas antes e após as singularidades

	Profundidade média (cm)					
	Degrau 1		Rampa		Degrau 2	
	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois
Ensaio 1	1,13	0,76	1,62	0,51	2,35	2,24
Ensaio 2	1,77	1,07	2,35	0,99	2,49	5,49
Ensaio 3	1,83	1,94	2,89	1,29	3,60	9,32
Ensaio 4	1,74	1,11	2,48	0,95	3,61	4,96
Ensaio 5	1,54	0,79	1,72	0,50	2,30	3,40

(Fonte: A pesquisa)

Para determinação da velocidade média, considera-se a vazão do ensaio dividida pela área molhada da seção, como determinado na equação 18.

$$V = \frac{Q}{l \cdot h} \quad (18)$$

Onde:

Q é a vazão do ensaio (m³/s);

l é a largura da seção considerada (m);

h é a profundidade do escoamento na seção considerada (m);

As velocidades em cada ponto foram calculadas para o modelo, e utilizando o fator de escala da equação 15 pode-se estimar as velocidades no conduto real. Seguem, nas tabelas 7 e 8, os resultados de velocidade para o modelo e o protótipo.

Tabela 7: Velocidades médias calculadas no modelo

	Velocidade média no modelo (m/s)					
	Degrau 1		Rampa		Degrau 2	
	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois
Ensaio 1	0,44	0,66	0,31	0,98	0,25	0,22
Ensaio 2	0,56	0,93	0,43	1,01	0,48	0,09
Ensaio 3	0,91	0,86	0,58	1,29	0,55	0,05
Ensaio 4	0,57	0,90	0,40	1,05	0,33	0,07
Ensaio 5	0,32	0,63	0,29	1,00	0,26	0,15

(Fonte: a pesquisa)

Tabela 8: Velocidades médias no protótipo

	Velocidade média no protótipo (m/s)					
	Degrau 1		Rampa		Degrau 2	
	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois
Ensaio 1	1,71	2,55	1,20	3,80	0,98	0,86
Ensaio 2	2,19	3,62	1,65	3,91	1,85	0,35
Ensaio 3	3,53	3,33	2,23	5,00	2,13	0,21
Ensaio 4	2,23	3,49	1,56	4,08	1,28	0,39
Ensaio 5	1,26	2,45	1,13	3,87	1,00	0,57

(Fonte: a pesquisa)

De forma a compreender a magnitude das vazões utilizadas nos ensaios, pode-se utilizar o método racional para determinar a intensidade de chuva que geraria estas vazões. Com a equação 15, têm-se que a vazão de 500 l/min equivale a uma vazão real de 435.710 l/min, o que equivale a 7,26 m³/s. O método racional diz que:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360} \quad (18)$$

Onde:

Q é a vazão de pico (m³/s);

C é o coeficiente de escoamento superficial, igual a 0,7 para a região estudada (segundo parecer do CREA-RS);

I é a intensidade do evento chuvoso (mm/h);

A é a área considerada (ha), igual a 280 ha (segundo parecer do CREA-RS).

Dessa forma, têm-se que a intensidade de chuva para a região estudada, considerando a vazão de 500 l/min, é de 13,33 mm/h. Analogamente, têm-se que para as vazões de 150 e 300 l/min, as intensidades resultantes são de, respectivamente, 4,00 e 8,00 mm/h.

9.1.1 Ensaio 1 – Vazão de 150 l/min

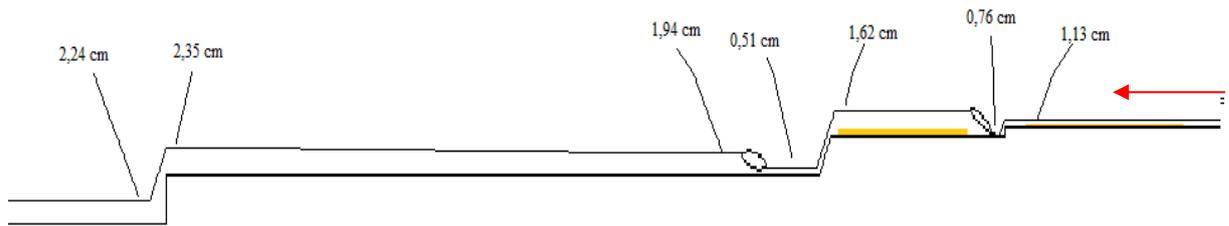
O primeiro ensaio foi realizado com vazão de 150 l/min, com todos os registros à jusante (condição saída) abertos, e injeção de 5,3 kg de sedimento em 27 min. Neste ensaio, observou-se o trânsito de sedimentos e a geração de formas de fundo junto ao local de injeção, bem como após o primeiro degrau. Observa-se na figura 16 um esquema da localização dos sedimentos após o final do ensaio e na figura 17 um croqui da linha de água no sistema. A seta em vermelho representa o sentido do escoamento.

Figura 16: Localização das formas de fundo após o primeiro ensaio (sem escala)



(Fonte: Próprio autor)

Figura 17: Esboço do perfil da linha de água (sem escala) do primeiro ensaio



(Fonte: Próprio autor)

9.1.2 Ensaio 2 – Vazão de 300 l/min

O segundo ensaio, realizado com condições de saída e injeção de sedimentos iguais às da primeira etapa experimental, ocasionou a movimentação das formas de fundo geradas à montante do primeiro degrau, e uma grande deposição após a rampa. Observa-se na figura 18 um esquema da localização das formas de fundo geradas e na figura 19 o perfil da linha de água, com as profundidades medidas devidamente apontadas.

Figura 18: Localização dos depósitos e das formas de fundo após o segundo ensaio (sem escala)

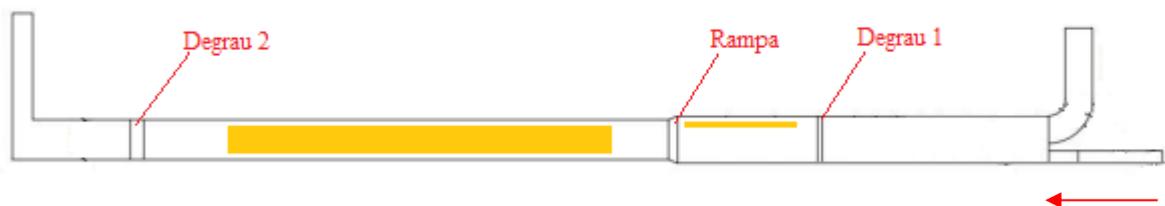
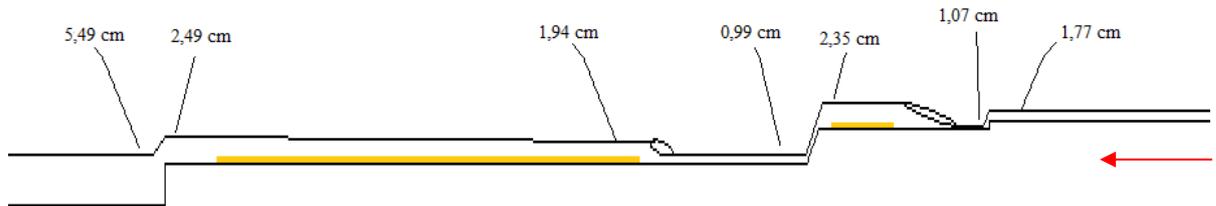


Figura 19: Esboço do perfil da linha de água (sem escala) do segundo ensaio



(Fonte: Próprio autor)

Após uma hora, foi encerrado o ensaio. As dunas formadas entre a rampa e o degrau apresentavam altura de 0,1 a 1,1 cm, espaçadas de 5 a 7 cm, sendo observado o transporte por arraste das mesmas. A figura 20 mostra os sedimentos encontrados no trecho 3 após o fim do ensaio. A seta em vermelho representa o sentido do escoamento.

Figura 20: Foto da localização das formas de fundo após o segundo ensaio



(Fonte: A pesquisa)

9.2.3 Ensaio 3 – Vazão de 500 l/min

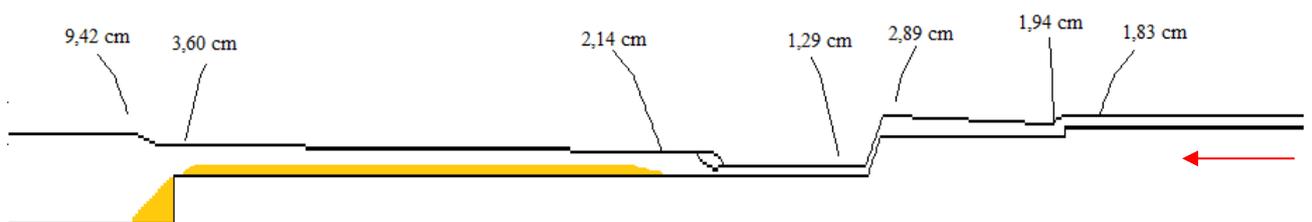
O terceiro ensaio foi o único a ser realizado com a vazão máxima possível para o modelo operando em superfície livre. Neste, observou-se o transporte da grande maioria do material que estava depositado previamente no conduto para a região do segundo degrau, na qual o sedimento em transporte se depositou segundo uma rampa, formada por ação da existência de zonas de recirculação do escoamento. A interação dos sedimentos com esta singularidade está descrita no item 9.3.4. Devido à maior vazão, o ressalto hidráulico, gerado após a rampa, acontecia mais à jusante do que no ensaio 2, motivo pelo qual o material sedimento mais próximo à rampa sedimentado no segundo ensaio foi transportado. Observa-se na figura 21 o esquema da localização dos sedimentos após o ensaio.

Figura 21: Localização das formas de fundo após o terceiro ensaio



(Fonte: Próprio autor)

Figura 22: Esboço do perfil da linha de água (sem escala) do terceiro ensaio



(Fonte: Próprio autor)

No trecho de conduto a montante do segundo degrau, observou-se a movimentação das formas de fundo por arraste, enquanto ao mesmo tempo podia-se observar a saltação de partículas de sedimento que se depositavam mais a jusante. Percebe-se que o depósito de sedimentos causou um aumento das profundidades no trecho 4, produzindo a jusante deste degrau profundidades mais elevadas, o que pode ser observado na figura 23:

Figura 23: Incremento na profundidade do canal na saída do degrau 2

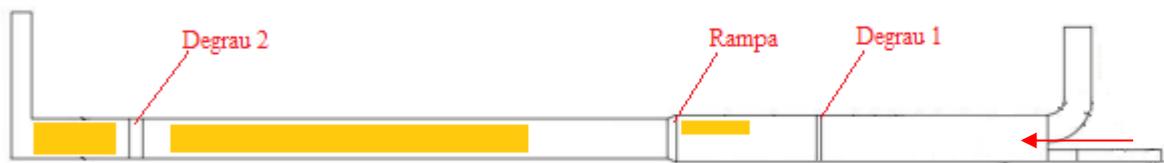


(Fonte: A pesquisa)

9.2.4 Ensaio 4 – Vazão de 300 l/min

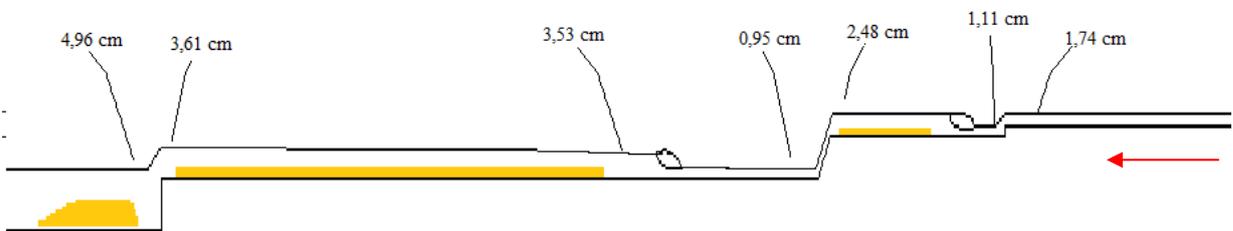
No quarto ensaio, observaram-se dois fenômenos hidráulicos distintos. Primeiramente, as condições de sedimentação observadas com a injeção de sedimento no segundo ensaio foram semelhantes às encontradas no segundo ensaio com a mesma vazão. Além disso, observou-se a erosão da rampa de sedimentos formada junto ao degrau 2, por ação da vazão anterior. Contudo, por efeito da existência de um cotovelo a 90° (transição com seção retangular) os sedimentos ficaram retidos no trecho 4, já que o escoamento não tinha capacidade de transportar os mesmos para além deste cotovelo. Observa-se na figura 24 o esquema com a localização dos sedimentos após o ensaio e na figura 25 o esboço da linha de água no sistema durante o quarto ensaio.

Figura 24: Localização das formas de fundo após o quarto ensaio



(Fonte: Próprio autor)

Figura 25: Esboço do perfil da linha de água (sem escala) do quarto ensaio



(Fonte: Próprio autor)

9.2.5 Ensaio 5 – Vazão de 150 l/min

O quinto ensaio apresentou a mesma característica de retorno às condições do ensaio 1, seguindo a tendência observada no ensaio 4. Observou-se a presença de sedimentos depositados em todos os trechos do conduto, bem como a movimentação lenta das formas de fundo. Percebe-se um aumento da espessura dos depósitos e a retenção deste material junto ao cotovelo de 90°. Esta singularidade age no controle do escoamento, bloqueando a passagem da água e dos sedimentos, causando um aumento nas profundidades que afeta o desenvolvimento da linha de água no trecho anterior. A anomalia da linha de água gerada neste ponto pode ser observada na foto da figura 26.

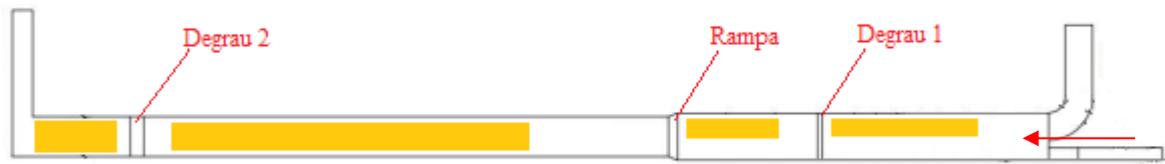
Figura 26: Anomalia na linha de água gerada no cotovelo



(Fonte: A pesquisa)

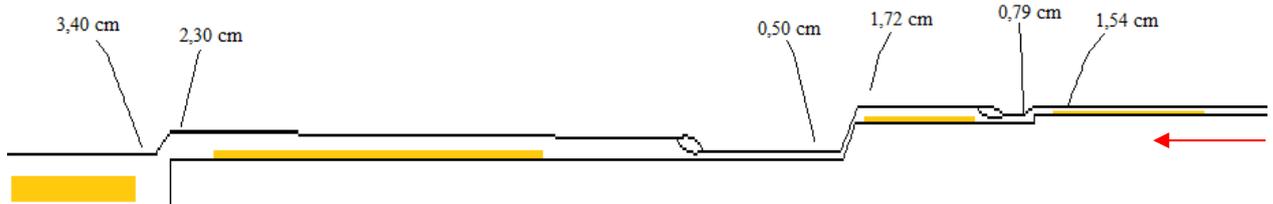
Segue na figura 27 o esquema com a localização do material sedimentado e na figura 28 o esboço da linha de água durante o ensaio.

Figura 27: Localização das formas de fundo após o quinto ensaio



(Fonte: Próprio autor)

Figura 28: Esboço do perfil da linha de água (sem escala) do quinto ensaio



(Fonte: Próprio autor)

9.2 COMPARAÇÃO COM A VELOCIDADE DE AUTOLIMPEZA E CRITÉRIOS DE DEPOSIÇÃO, TRANSPORTE E EROSIÃO

Uma das premissas desse trabalho foi analisar se os critérios de início de movimento estabelecidos na literatura para canais de fundo móvel e os critérios de autolimpeza comumente empregados apresentam resultados coerentes com os experimentos realizados neste trabalho. Valendo-se dos valores de diâmetro encontrados e mencionados no item 8.1, o sedimento utilizado nos experimentos tem diâmetro médio de $230,52 \mu\text{m}$. Considerando-se os fatores de escala, o sedimento utilizado neste estudo teria diâmetro médio de $3,47 \text{ mm}$, representando areia grossa ou cascalho. Após a ruptura do CFAC em 2013, ocorreu uma inspeção por uma equipe técnica para verificação das condições no interior do conduto. Como constata o relatório da empresa Recuperação Serviços Especiais de Engenharia, havia assoreamento em muitas partes do conduto contanto com material variando desde bancos de areia até blocos de rocha do tamanho de paralelepípedos. Embora não tenha sido executado um estudo da granulometria dos

sedimentos presentes, pode-se inferir que material de granulometria de 3,47 mm provavelmente também estava presente no conduto, considerando-se a grande faixa granulométrica de material encontrado.

9.2.1 Critérios baseados na velocidade de competência

Como mencionado no item 7.3.1, Hjülstrom determina que existe uma velocidade na qual partículas deste diâmetro são transportadas como fundo móvel e outra na qual o fundo começa a ser erodido. Tais velocidades são dadas na tabela 9, retiradas do ábaco da figura 5

Tabela 9: Velocidades limite para deposição e para erosão determinadas pelos critérios de Hjülstrom (entre elas, velocidade de transporte)

	Velocidades (m/s)	
	para erosão	para deposição
Modelo reduzido	0,20	0,025
Protótipo	0,80	0,15

(Fonte: Próprio autor)

A tabela 7 é novamente demonstrada para facilidade na análise

Tabela 7: Velocidades médias no modelo

	Velocidade média no modelo (m/s)					
	Degrau 1		Rampa		Degrau 2	
	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois
Ensaio 1	0,44	0,66	0,31	0,98	0,25	0,22
Ensaio 2	0,56	0,93	0,43	1,01	0,48	0,09
Ensaio 3	0,91	0,86	0,58	1,29	0,55	0,05
Ensaio 4	0,57	0,90	0,40	1,05	0,33	0,07
Ensaio 5	0,32	0,63	0,29	1,00	0,26	0,15

(Fonte: a pesquisa)

Observa-se que considerando as velocidades presentes no modelo reduzido, os critérios de Hjülstrom ($0,025 < V < 0,20$ m/s) apontam que haveria movimentação dos sedimentos (transporte) em todos os trechos para os cinco ensaios realizados, e erosão em praticamente

todos os pontos exceto os localizados logo após o segundo degrau. Em muitos locais, essa proposição está correta. No entanto, a utilização da velocidade média acaba por ignorar muitas assimetrias do escoamento, de forma que alguns locais com sedimentação não podem ser descritos por essa análise simplificada. Nos ensaios 1, por exemplo, observou-se a presença de sedimentos no lado direito do conduto nos trechos anteriores ao primeiro degrau e a rampa. No entanto, as velocidades no modelo reduzido de 0,44 m/s e 0,31 m/s, respectivamente, determinariam a total erosão de material, fato que não foi constatado ao final do ensaio.

9.2.2 Critérios baseados na tensão de cisalhamento

O estudo realizado por Shields (1936) e descrito no item 7.3.2 determina que o transporte de sedimentos é controlado pela tensão de cisalhamento no fundo do canal, a qual pode ser aproximada pela equação 19:

$$\tau = \gamma \cdot h \cdot I \quad (19)$$

Onde:

τ é a tensão tangencial no fundo (N/m²);

γ é o peso específico da água (N/m³);

h é a profundidade do escoamento (m);

I é a inclinação do canal, medida no modelo e igual a 0,08%.

Na tabela 10 abaixo são apresentados os resultados da tensão de cisalhamento para os pontos medidos.

Tabela 10: Tensão de cisalhamento (N/m^2) nas seções do canal medidas

	Tensão de cisalhamento (τ)					
	Degrau 1		Rampa		Degrau 2	
	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois
Ensaio 1	0,09	0,06	0,13	0,04	0,18	0,18
Ensaio 2	0,14	0,08	0,18	0,08	0,20	0,43
Ensaio 3	0,14	0,15	0,23	0,10	0,28	0,73
Ensaio 4	0,14	0,09	0,19	0,07	0,28	0,39
Ensaio 5	0,12	0,06	0,13	0,04	0,18	0,27

(Fonte: a pesquisa)

Com estes dados calculados, pode-se determinar o parâmetro de Shields de acordo com a equação 11, como determinado no item 7.3.2. Os resultados são dados na tabela 11:

Tabela 11: Parâmetro de transporte de Shields para as seções consideradas

	Parâmetro de transporte de Shields ($1/\psi$)					
	Degrau 1		Rampa		Degrau 2	
	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois
Ensaio 1	0,024	0,016	0,034	0,011	0,050	0,047
Ensaio 2	0,037	0,023	0,050	0,021	0,052	0,116
Ensaio 3	0,039	0,041	0,061	0,027	0,076	0,196
Ensaio 4	0,037	0,023	0,052	0,020	0,076	0,105
Ensaio 5	0,032	0,017	0,036	0,011	0,048	0,072

(Fonte: A pesquisa)

Com o ábaco da figura 6, pode-se determinar o parâmetro de transporte crítico para o sedimento e, portanto, a tensão de cisalhamento mínima para que ocorra movimento, segundo os critérios de Shields. Aproximando-se o diâmetro do sedimento utilizado no modelo reduzido para 0,25 mm, têm-se que o valor de $1/\psi$ mínimo para que ocorra o movimento do sedimento é de 0,045, sendo os valores marcados em negrito superiores ao indicado por Shields. Esse parâmetro, no entanto, pressupõe que a declividade do fundo do canal e a declividade da linha de água são iguais. No entanto, em muitos pontos do canal isto não é verdadeiro. Exatamente entre os pontos medidos nas singularidades é onde há a maior divergência, porque o parâmetro de Shields não considera o aumento de velocidade que as singularidades ocasionam. A análise deste parâmetro poderia apresentar resultados melhores nos trechos entre as singularidades, já que não há grandes divergências entre a declividade do fundo do modelo e da linha de água. Apesar de um pouco mais coerentes, os resultados para estes trechos também podem ser

incoerentes. Com a presença de sedimentos no interior no fundo do conduto, há uma mudança de rugosidade. Essa nova rugosidade gera uma alteração na profundidade normal do canal, ocasionando a presença de remansos e novamente causando divergências entre a linha de água e a declividade do canal.

9.2.3 Critérios baseados na velocidade de autolimpeza

Como é explicado no item 7.4, o Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre (DEP), determina uma velocidade média mínima de 0,8 m/s no interior de condutos pluviais. Utilizando os fatores de escala, essa velocidade corresponderia, no modelo, a 0,206 m/s. A tabela 7 é novamente demonstrada para facilidade na análise. Os valores marcados em negrito correspondem à velocidade inferiores à de autolimpeza.

Tabela 7: Velocidades médias no modelo

	Velocidade média no modelo (m/s)					
	Degrau 1		Rampa		Degrau 2	
	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois
Ensaio 1	0,44	0,66	0,31	0,98	0,25	0,22
Ensaio 2	0,56	0,93	0,43	1,01	0,48	0,09
Ensaio 3	0,91	0,86	0,58	1,29	0,55	0,05
Ensaio 4	0,57	0,90	0,40	1,05	0,33	0,07
Ensaio 5	0,32	0,63	0,29	1,00	0,26	0,15

(Fonte: a pesquisa)

Pode-se observar que somente os pontos localizados após o segundo degrau apresentaram velocidade média abaixo da recomendada pelo DEP. Justamente nesse trecho, observou-se a maior concentração de sedimentos. Para os demais trechos do conduto, as velocidades foram superiores à velocidade de autolimpeza, contudo observam-se sedimentos sendo transportados junto ao fundo, afetando a rugosidade equivalente do canal e, portanto, as profundidades locais. Também, as assimetrias do escoamento, geradas pelas singularidades presentes no modelo afetam as condições locais e, portanto, a velocidade média.

9.3 INTERAÇÃO DO ESCOAMENTO COM AS SINGULARIDADES

Pode-se considerar a presença de cinco singularidades no interior do modelo reduzido do CFAC. Primeiramente, pode-se observar a grande assimetria do escoamento na entrada do conduto. Nesta, a vazão proveniente do conduto que aporta a contribuição coletada pelo conduto de drenagem da rua Mata Bacelar segue uma curva com baixa declividade, enquanto o escoamento proveniente do conduto da avenida Bordini adentra o conduto através de uma rampa reta e com alta inclinação. Ao trabalhar-se com contribuições de vazão iguais para os dois setores, há uma maior velocidade no lado esquerdo do conduto, caracterizando uma singularidade. Após, há a presença de dois degraus e uma rampa, os quais podem ser localizados no esquema da figura 11. A última singularidade a ser considerada é a curva 90° localizada no trecho final do conduto, a qual devido à sua geometria pouco usual teve grande efeito sobre o comportamento do transporte de sedimentos. Durante a execução dos ensaios, foi possível observar que a presença destas singularidades afeta a forma de deposição no interior do conduto, sendo descritos nos itens que seguem.

9.3.1 – Entrada

Especialmente quando se trabalhando com pequenas vazões, onde o escoamento não possui uma elevada competência de transporte, percebeu-se a ocorrência de pequenos bancos de sedimento à direita do local de injeção. Embora o local tenha uma profundidade de apenas 1,33 cm (média dos ensaios 1 e 5), a qual com uma vazão de 150 l/min gerava uma velocidade média de 0,375 m/s (acima da velocidade de transporte), era visível que a velocidade do escoamento não era constante em toda a seção, sendo muito superior à média no lado esquerdo e inferior à direita. A região de velocidade reduzida, que era um provável resultado da assimetria do escoamento gerada na entrada do modelo, era o local onde encontravam-se as deposições de sedimento. Observa-se na figura 29 uma foto destas formas.

Figura 29: Formas geradas pela assimetria da entrada



(Fonte: A pesquisa)

9.3.2 – Primeiro degrau

A presença do primeiro degrau teve pouco impacto na deposição de sedimentos no conduto, devido às suas pequenas dimensões (2 cm de altura). No entanto, foi possível observar algumas características interessantes sobre a sua interação com o sedimento. Especialmente para pequenas vazões, onde a altura do degrau é relevante se comparada com a profundidade do escoamento, podia-se observar a ocorrência de um ressalto hidráulico, no qual após a sua ocorrência havia deposição de sedimento. Sabe-se que o comprimento do ressalto hidráulico é função das alturas conjugadas. Assim, com a deposição de sedimentos à jusante do ressalto hidráulico há uma alteração na rugosidade do canal, e conseqüentemente aumento da profundidade. Com isso, há uma movimentação deste ressalto, que pode ser observada durante os ensaios.

Figura 30a: Posição do ressalto aos 10 min



(Fonte: A pesquisa)

Figura 30b: Posição do ressalto aos 17min



(Fonte: A pesquisa)

Além disso, devido à ocorrência de uma pequena zona de recirculação junto ao pé do degrau, observou-se a retenção de partículas de sedimento, como pode-se observar na figura 31.

Figura 31: Retenção de sedimentos no degrau 1

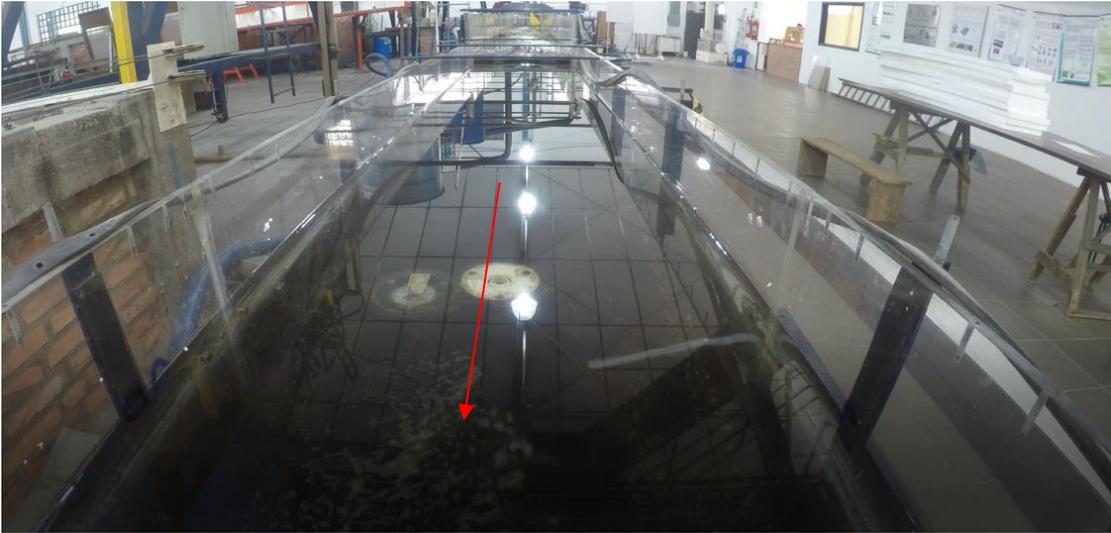


(Fonte: A pesquisa)

9.3.3 – Rampa

Assim como no degrau 1, esta singularidade forma um ressalto hidráulico a jusante, o qual era responsável pela formação de três regiões com sedimentação distintas no trecho 3: região de pré-ressalto, região pós ressalto com a acomodação do escoamento e região de escoamento ordenado. Na primeira região, localizada entre o pé da rampa e o ressalto hidráulico, trecho em escoamento rápido, não há nenhuma deposição de sedimentos, pois a velocidade do escoamento é muito superior à velocidade de deposição. Profundidades medidas para as vazões de 500 l/min mostraram profundidades na região de escoamento rápido com profundidades de 1,5 a 2,0 cm, o que geram velocidades médias de 1,00 a 1,35 m/s no modelo. Considerando-se os fatores de escala estabelecidos no item 7.4, têm-se, com a equação 17, que as velocidades no conduto real seriam de 3,84 a 5,22 m/s, que fortemente superam as condições mínimas de autolimpeza. Dessa forma, pode-se considerar que a presença desta singularidade chega a ajudar no processo de limpeza do conduto, já que forma um mecanismo capaz de movimentar para jusante todo o sedimento que poderia se concentrar nesta região. No entanto, com a passagem do ressalto hidráulico e consequente presença da profundidade lenta do escoamento, há uma diminuição da capacidade de transporte, e, conseqüentemente, todo o material carregado da região anterior sedimenta neste trecho do conduto. Nos ensaios com vazões de menor porte, constatou-se que o ressalto hidráulico se encontrava mais próximo da rampa, de forma que o início da região com sedimentos se encontrava mais próximo da rampa. Com a sucessão de vazões mais elevadas, e o consequente posicionamento do ressalto mais à jusante, foi possível observar o efeito do ressalto carregando o material sedimentado na região rápida, comprovando a ideia de que o mesmo pode auxiliar na limpeza de sedimentos de um conduto de drenagem. No entanto, não se pode dizer que o ressalto hidráulico é uma solução para a autolimpeza, já que diversos fenômenos, como descritos por SILVA, 2015, promovem outros problemas no conduto. O fenômeno pode ser observado nas figuras 32a e 32b, tiradas respectivamente antes e depois de o ensaio com a vazão de 500 l/min. Pode-se observar como o material que estava depositado próximo à rampa citada foi transportado devido à movimentação do ressalto hidráulico.

Figura 32a: Condição anterior ao ensaio de 500 l/min



(Fonte: A pesquisa)

Figura 32b: Sedimento sendo carregado pelo ressalto hidráulico

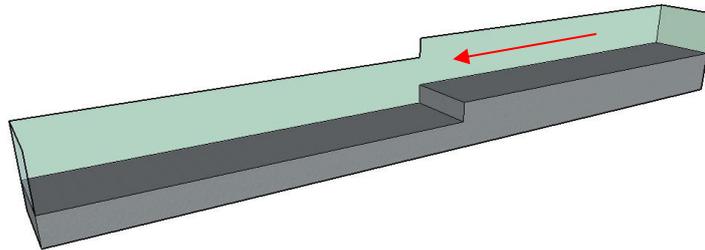


(Fonte: A pesquisa)

9.3.4 Segundo degrau

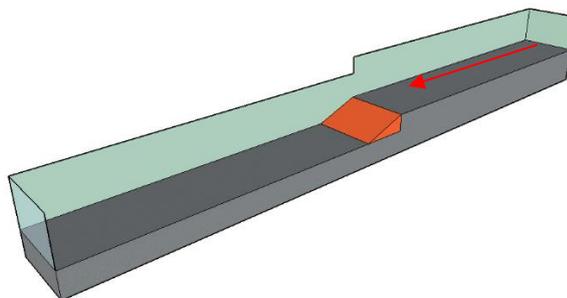
Um dos efeitos mais interessantes da influência de singularidades na sedimentação pode ser observado no segundo degrau. Devido às suas grandes dimensões (5,5 cm) se comparadas com a profundidade de escoamento, a presença do mesmo causa um grande efeito no comportamento dos sedimentos. Quando se trabalha com vazões de 500 l/min, o escoamento tem capacidade de transportar os sedimentos injetados e já previamente presentes no conduto até a região do segundo degrau, o qual encontra duas barreiras à sua movimentação. Primeiramente, devido à zona de recirculação criada, o sedimento tende a se depositar junto ao pé do degrau, formando, ao longo do tempo, uma nova configuração através da criação de uma rampa de sedimentos. Pode-se observar nas figuras 32a e 32b, um esquema de como a sedimentação poderia alterar a geometria da singularidade.

Figura 32a: Singularidade pré-sedimentação



(Fonte: Próprio autor)

Figura 32b: Singularidade pós-sedimentação



(Fonte: Próprio autor)

Ao analisar-se a sedimentação na região após o fim do ensaio com a vazão de 500 l/min, constatou-se que o comportamento dos sedimentos na singularidade forma de fato a geometria prevista teoricamente. A rampa formada apresentou comprimento de 60 cm, com altura igual à do degrau (5 cm), gerando uma inclinação de 8,33%. A figura 34 representa a condição da rampa após o ensaio com a vazão de 500 l/min.

Figura 34: Forma gerada no segundo degrau



(Fonte: A pesquisa)

Como discutido no item 9.1, observou-se que a grande maioria dos sedimentos se depositou no trecho 4 ao final dos cinco ensaios. Analisando o problema em termos de velocidade média, não é errado estimar que o degrau teve efeito também neste fenômeno. Considerando-se o ensaio de 500 l/min (embora este fato tenha ocorrido em todos os ensaios), que teve capacidade de transportar sedimento até a região em questão, tinha-se que a profundidade do escoamento antes de atingir a singularidade era de 0,55 m/s, o que se considerando o fator de escala seria igual a 2,13 m/s. Observou-se no trecho de conduto anterior

à singularidade que havia movimentação das formas de fundo, fato condizente com a fundamentação teórica. No entanto, no momento que o escoamento atingia a singularidade, a forma vertical da mesma ocasionava uma brusca variação de velocidade média, tendo profundidade de 9,32 cm e velocidade média de 0,05 m/s (equivalente a 0,21 m/s considerando-se o fator de escala). Como foi constatado no item 9.1, esta velocidade é acima do limite mínimo de autolimpeza. No entanto, não é capaz de movimentar o sedimento depositado no local.

9.3.5 Curva 90° com redução de seção

Uma das singularidades mais notáveis do conduto utilizado era o cotovelo a 90° localizado à montante do segundo degrau. Nesta singularidade, além de ter um traçado em um formato pouco hidrodinâmico, realizando uma curva brusca, ainda há uma redução da seção de 42 para 20 cm. Segundo o relatório realizado pela comissão de especialistas do CREA-RS sobre o colapso da estrutura do CFAC em fevereiro de 2013, este formato pouco usual não seguiu nenhuma recomendação técnica, e sim foi realizado de forma a reutilizar parte da estrutura de drenagem já existente no momento da construção.

Com a execução dos ensaios experimentais no modelo reduzido, observou-se que esta singularidade atua quase como uma retenção, alterando as linhas de corrente do escoamento, como observado na figura 26, de tal forma que quase impossibilita o carreamento de sedimentos. Constatou-se que uma porcentagem muito pouco significativa dos sedimentos eram coletados no final do conduto, de forma que grande parte do sedimento injetado ou transportado após o ensaio de 500 l/min encontrava-se entre o segundo degrau e a curva. Os ensaios 4 e 5, realizados novamente com as vazões de 300 l/min e 150 l/min, respectivamente, embora capazes erodir a rampa de sedimentos formada no ensaio 3, não foram capazes também de carrear grande porcentagem do sedimento além da curva. Observa-se na figura 35 a grande quantidade de material sedimentado no trecho localizado entre o degrau 2 e a curva.

Se analisarmos o parâmetro de Shields no trecho 4, pode-se observar que se esperava movimentação do fundo para todos os ensaios. No entanto este foi o local que sempre houve retenção de sedimentos, o que corrobora a ideia de que o cotovelo gera retenção de sedimentos.

Figura 35: Sedimento depositado entre o segundo degrau e a curva



(Fonte: A pesquisa)

10 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

10.1 CONCLUSÕES

Com a execução deste trabalho, percebe-se que o trânsito de sedimentos no interior de um conduto de drenagem urbana é de extrema complexidade, e há muito a ser pesquisado de forma a plenamente compreender os fenômenos que podem influenciar o transporte dos mesmos. A incursão de material sólido no interior de redes de drenagem urbana é inevitável, devido à forma de organização das cidades e do comportamento dos mesmos. Assim, deve-se tomar cuidados no projeto destas estruturas. Especialmente quando se inserindo singularidades no projeto, deve-se considerar os efeitos que a mesma pode ter nas características hidráulicas e suas consequências no transporte de material sólido para garantir o bom funcionamento do projeto. Com a comparação dos resultados encontrados nos ensaios em modelo reduzido observa-se que métodos que não consideram a assimetria do escoamento podem apresentar divergências quanto aos locais onde deve haver ou não sedimentação.

10.2 RECOMENDAÇÕES

A execução do presente trabalho somente analisou um cenário dos diversos possíveis que podem ocorrer no âmbito da drenagem pluvial urbana. Pesquisas como o efeito da concentração de sedimentos na deposição de material sólido no interior do conduto e o efeito da granulometria do sedimento são tópicos de interesse para a compreensão do fenômeno de transporte sólido e são sugestões para posterior análise. Também é interessante o estudo da operação da rede em regime de condutos forçados, buscando diferenças no comportamento da sedimentação se comparado com a operação em superfície livre. Devido a limitações do estudo, somente foram estudadas vazões baixas, que representam intensidades de chuva baixas. Novos estudos poderiam explorar o uso de vazões mais usuais e compatíveis com os critérios de projeto. Devido à impossibilidade de entrar no conduto para coleta de sedimentos, não se pode saber com certeza qual a granulometria do material depositado no interior deste conduto. É relevante também o estudo da possível perda de capacidade de escoamento do conduto quando grandes quantidades de sedimento se depositam no interior do conduto e conseqüentemente diminuem a sua seção transversal.

Em relação aos ensaios, recomenda-se a operação do modelo sempre em equipes, devido à dificuldade de controlar todas as variáveis do modelo, anotar todos os dados relevantes e observar todos os fenômenos que ocorrem somente com somente com um operador. Caso busque-se a realização de ensaios com maiores tempos de injeção ou maiores concentrações, recomenda-se a utilização de dois ou mais tonéis de injeção de mistura.

Analisando-se os resultados deste trabalho, conclui-se que as singularidades deveriam ser evitadas na construção de condutos de drenagem. De forma a melhorar a remoção e evitar o depósito de sedimentos no interior do conduto, deve-se buscar a construção de condutos retos ou com curvas suaves, que tenham declividades constantes para manter o escoamento operando de maneira uniforme.

REFERÊNCIAS

- BASTOS, Cesar Augusto B. & DIAS, Regina D. Unidades Geotécnicas de Solos de Porto Alegre. São Paulo, Brasil, 1995.
- BONG, Charles H. J. A Review on the Self-Cleansing Design Criteria for Sewer System. Universiti Malaysia Sarawak. Malásia, 2014.
- DEP. Caderno de Encargos. Porto Alegre, 2005.
- GUY, Harold P. Sediment Problems in Urban Areas. Washington: [s.n.]. 1967.
- LEOPOLD, Luna B. Hydrology for Urban Land Planning – A Guidebook on the Effects of Urban Land Use. USGS, 1968.
- MAY, R. W. P. Sediment Transport in Pipes and Sewers with Deposited Beds. Wallingford, Oxfordshire, UK. 1993.
- MAYS, Larry W. Water resources engineering. 2. ed. Hoboken, N.J: Wiley, 2011.
- MENEGAT, Rualdo. Atlas Ambiental de Porto Alegre. Porto Alegre. Ed. Universidade / UFRGS, 1998.
- Parecer Técnico: Ruptura do Conduto Forçado Álvaro Chaves. Porto Alegre, RS: Comissão de Especialistas Constituída pelo CREA/RS, 2013.
- RECUPERAÇÃO SERVIÇOS ESPECIAIS DE ENGENHARIA LTDA. Relatório Técnico de Inspeção do Conduto Forçado Álvaro Chaves. 2014
- SILVA, Juliana K. Identificação de instabilidades hidráulicas em sistema de drenagem urbana: investigação experimental do conduto forçado Álvaro Chaves. Mestrado—[s.l.] UFRGS, 2015.
- SPEKTRUM AKADEMISCHER VERLAG. Heidelberg, Alemanha, 2000. Fonte: <http://www.spektrum.de/lexikon/geographie/hjulstroem-diagramm/3486>. Acessado em: 02/12/17.
- TUCCI, Carlos M. Gerenciamento da Drenagem Urbana. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 7, n. 1, p. 5-27, 2002.
- TUCCI, Carlos M.; COLLISCHONN, Walter. Drenagem Urbana e Controle da Erosão. [s.l.] UFRGS, 2017.

WHITE, Frank. Mecânica dos fluidos. Tradução: Nelson Manzanares Filho. 6. ed. Porto Alegre: AMGH, 2011.

YOUNG, Juliana. Caracterização das Areias de Dragagem de Arroio Urbano para Avaliação do seu Potencial como Agregado Miúdo em Argamassas. Mestrado—[s.l.] UFRGS, 2010.