



Universidade Federal  
de São João del-Rei

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO JOÃO DEL-REI**

Campus Alto Paraopeba

Trabalho de Contextualização e Integração Curricular

---

*LAÍS TURATO BALLERINI SILVA*

*LEONARDO MONTES FURTADO*

*MARTINIANO ALVES DA SILVA FILHO*

**METODOLOGIA PARA SIMULAÇÃO DO ASSOREAMENTO EM  
MODELO REDUZIDO DE UMA PCH**

**OURO BRANCO - MG  
JULHO DE 2018**



Universidade Federal  
de São João del-Rei

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO JOÃO DEL-REI**

Campus Alto Paraopeba

Trabalho de Contextualização e Integração Curricular

---

*LAÍS TURATO BALLERINI SILVA*

*LEONARDO MONTES FURTADO*

*MARTINIANO ALVES DA SILVA FILHO*

**METODOLOGIA PARA SIMULAÇÃO DO ASSOREAMENTO EM  
MODELO REDUZIDO DE UMA PCH**

Trabalho apresentado à Coordenação do Curso de Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de São João Del-Rei, como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Ciência e Tecnologia.

**Orientador:** Prof. Me. Emmanuel Kennedy da Costa Teixeira

OURO BRANCO - MG  
JULHO DE 2018

## FOLHA DE APROVAÇÃO

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO JOÃO DEL-REI  
CAMPUS ALTO PARAÓPEBA

### DECLARAÇÃO DE APROVAÇÃO

**Título:** *METODOLOGIA PARA SIMULAÇÃO DO ASSOREAMENTO EM MODELO  
REDUZIDO DE UMA PCH.*

Autores: Laís Turato Ballerini Silva  
Leonardo Montes Furtado  
Martiniano Alves da Silva Filho

Aprovado como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Ciência e  
Tecnologia.

---

Prof. Me. Emmanuel Kennedy da Costa Teixeira - UFSJ  
(Orientador)

---

Prof. Eliane Prado Cunha Costa dos Santos  
(Banca Examinadora)

Ouro Branco-MG  
Julho de 2018

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, por ter nos iluminado e guiado durante a nossa caminhada, nos dando saúde, força e determinação para superar todas as adversidades.

Aos nossos pais, irmãos e amigos pela força, apoio e incentivo durante esse tempo, que nos fizeram acreditar que é possível alcançar qualquer objetivo com foco e força de vontade.

À Universidade Federal de São João del-Rei, em especial ao *Campus* Alto Paraopeba, por todo conhecimento, experiência e contribuição para nossa formação profissional.

Aos funcionários do Centro de Pesquisas Hidráulicas da UFMG, que não mediram esforços para nos receber e contribuir em nossa pesquisa.

Aos professores, em especial ao professor Emmanuel pela orientação, compreensão e apoio na elaboração deste trabalho.

## **RESUMO**

Este trabalho aborda a pesquisa realizada em um determinado trecho do rio Paraopeba, onde há a Pequena Central Hidrelétrica (PCH) Salto do Paraopeba, na cidade de Jeceaba – MG. Ela vem sofrendo com assoreamento constante no seu reservatório. Enquanto estava ativa, já havia um processo de sedimentação considerável, no entanto, não impedia o seu funcionamento. Uma vez interrompida as suas atividades em 2006, houve grande acúmulo de material dentro do reservatório e na tomada d'água, impossibilitando as operações da usina atualmente. Assim, buscou-se criar uma metodologia prática que pudesse ser aplicada ao modelo físico da PCH, de forma a simular o assoreamento observado no protótipo. Este modelo físico reduzido está montado no Centro de Pesquisas Hidráulicas (CPH) da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG). Os procedimentos foram realizados de maneira a se inserir, de forma distribuída e espaçada, o sedimento no modelo existente para se encontrar as condições ideais, que levariam a um carreamento condizente com o real. Em função disso, a vazão e a altura do fundo do canal foram variadas. Ao final do estudo, foi-se concluído que é necessário que o perfil da área estudada esteja, inicialmente, condizente com o de 2013, pois a partir desse momento já se possuía os dados necessários.

**Palavras-chave:** Modelo físico, assoreamento, reservatórios, sedimento.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	VI
LISTA DE TABELAS.....	VIII
1. INTRODUÇÃO .....	1
2. OBJETIVOS.....	5
2.1 Objetivo Geral.....	5
3. REVISÃO DE LITERATURA .....	5
3.1. Assoreamento em reservatórios .....	5
3.2 Modelagem física em Hidráulica .....	11
3.2.1 Teoria da semelhança hidráulica .....	11
3.2.2 Modelos físicos com leitos móveis.....	16
3.2.3 Modelagem física da dinâmica de sedimentos .....	19
4 METODOLOGIA.....	26
4.1 Modelagem física do assoreamento na PCH Salto do Paraopeba.....	26
4.1.1 Descrição da PCH Salto do Paraopeba.....	26
4.1.2 Projeto do modelo reduzido da PCH Salto do Paraopeba .....	28
4.1.3 Simulação do assoreamento no modelo reduzido da PCH Salto do Paraopeba .....	33
5 Resultados e Discussão.....	40
5.1 Modelagem física do assoreamento na PCH Salto do Paraopeba.....	40
6 CONCLUSÕES .....	50
7 REFERÊNCIAS .....	51
APÊNDICE A .....	57

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – VISTA DE JUSANTE DA PCH SALTO DO PARAOPEBA .....	3
FIGURA 2 – ASSOREAMENTO DO RESERVATÓRIO DA PCH SALTO DO PARAOPEBA .....	3
FIGURA 3 - CURVA DE BRUNE PARA ESTIMATIVA DA EFICIÊNCIA DE RETENÇÃO.....	9
FIGURA 4 - CURVA DE EFICIÊNCIA DE RETENÇÃO DE SEDIMENTOS SEGUNDO CHURCHILL .....	10
FIGURA 5 - DISPOSITIVO DE ALIMENTAÇÃO DE SEDIMENTOS INSTALADO NO MODELO FÍSICO DA UHE MELISSA.....	24
FIGURA 6 - SEÇÃO TRANSVERSAL DO VERTEDOR DA PCH SALTO DO PARAOPEBA .....	27
FIGURA 7 - DOMÍNIO DO MODELO REDUZIDO DA PCH SALTO DO PARAOPEBA .....	28
FIGURA 8 - VISTA DO MODELO REDUZIDO DA PCH SALTO DO PARAOPEBA.....	31
FIGURA 9 - CURVA GRANULOMÉTRICA DA BORRACHA USADA NO MODELO REDUZIDO DA PCH SALTO DO PARAOPEBA.....	31
FIGURA 10 - DOSADOR DE SÓLIDOS RESPONSÁVEL POR ALIMENTAR O MODELO REDUZIDO COM SEDIMENTOS .....	32
FIGURA 11 - RESERVATÓRIO DE ÁGUA QUE ALIMENTOU O MODELO REDUZIDO .....	32
FIGURA 12 - GEOMETRIA DO MODELO REDUZIDO INSERIDA NO HEC-RAS .....	33
FIGURA 13 - BATIMETRIA DO RESERVATÓRIO DA PCH SALTO DO PARAOPEBA EM 2013.....	34
FIGURA 14 - BATIMETRIA DO RESERVATÓRIO DA PCH SALTO DO PARAOPEBA EM 2017.....	35
FIGURA 15 - CESTO PARA COLETAR SEDIMENTOS .....	37
FIGURA 16 – CAMADA DE ARGAMASSA SOBRE A BORRACHA.....	40
FIGURA 17 - SEDIMENTOS PRÓXIMOS AO VERTEDOR .....	41
FIGURA 18 - SEDIMENTOS MAIS DISTANTES AO VERTEDOR.....	41
FIGURA 19 - INÍCIO DO PROCEDIMENTO .....	42
FIGURA 20 - TÉRMINO DO EXPERIMENTO.....	42
FIGURA 21 - INÍCIO DO PROCEDIMENTO .....	44
FIGURA 22 - TÉRMINO DO PROCEDIMENTO.....	44
FIGURA 23 – FOTO DA BARREIRA.....	45
FIGURA 24 – FINAL DO PROCEDIMENTO .....	45
FIGURA 25 – IMAGENS INÍCIO DO EXPERIMENTO.....	47
FIGURA 26 – FINAL DO EXPERIMENTO .....	47
FIGURA 27 – FIGURA DURANTE A EXECUÇÃO DA PRIMEIRA PARTE .....	48
FIGURA 28 – FIGURA DURANTE A EXECUÇÃO DA SEGUNDA PARTE .....	49

FIGURA 29 – FIGURA DURANTE A EXECUÇÃO DO TERCEIRO EXPERIMENTO .....49



## **LISTA DE TABELAS**

TABELA 1 - RESERVATÓRIOS BRASILEIROS TOTAL OU PARCIALMENTE ASSOAREADOS .....	8
TABELA 2 - RAZÕES DE ESCALA CONFORME LEI DO NÚMERO DE REYNOLDS .....	15
TABELA 3 - RAZÕES DE ESCALA CONFORME LEI DO NÚMERO DE FROUDE.....	16
TABELA 4 - ESCALAS PARA MODELOS FÍSICOS DISTORCIDOS E DE LEITOS MÓVEIS .....	18
TABELA 5 - RESUMO DE TRABALHOS QUE EMPREGARAM MODELOS FÍSICOS PARA ESTUDAR A DINÂMICA DE SEDIMENTOS .....	19
TABELA 6 - DETALHES DAS PCH SALTO DO PARAPEBA.....	27
TABELA 7 - VAZÕES AFLUENTES E RESPECTIVOS NÍVEIS DE ÁGUA (NA) PREVISTOS NO VERTEDOR DA PCH SALTO PARAPEBA .....	27
TABELA 8 - GRANDEZAS E ESCALAS ADMITIDAS NO PROJETO DO MODELO REDUZIDO DA PCH SALTO DO PARAPEBA.....	29
TABELA 9 - TABELA DO PROCEDIMENTO 1 .....	36
TABELA 10 - TABELA DO PROCEDIMENTO 2.....	36
TABELA 11 - TABELA DO FUNDO INICIAL DO PROCEDIMENTO 3 .....	38
TABELA 12 - TABELA DO PROCEDIMENTO 3 .....	38
TABELA 13 - TABELA DO PROCEDIMENTO 4 .....	39
TABELA 14 - TABELA DO PROCEDIMENTO 5 .....	39
TABELA 15 – TABELA DO PROCEDIMENTO 6.....	40
TABELA 16 - MEDIÇÕES FINAIS .....	43
TABELA 17 – RESULTADOS PROCEDIMENTO CINCO .....	46

## 1. INTRODUÇÃO

Os reservatórios podem ser construídos para diversas finalidades, como abastecimento público de água, geração de energia, irrigação, controle de enchentes (ESTIGONI et al., 2014) e, ainda, acúmulo de rejeitos de mineração. Essas estruturas formadas em cursos d'água naturais estão sujeitas a algum grau de assoreamento, visto que a construção de uma barragem num rio afeta as suas características físicas e hidráulicas. Segundo Garg e Jothiprakash (2008), a velocidade do escoamento e a turbulência são reduzidas, o que se deve ao aumento da área molhada da seção transversal do rio e da diminuição da declividade da linha d'água. Tal redução tem o efeito de desacelerar o movimento da partícula na direção da corrente e de restringir a resultante das forças de sustentação (LOPES, 1993). Desse modo, as partículas sólidas podem se depositar ao longo do reservatório.

O depósito das partículas mais grossas da carga de sedimentos afluente ao reservatório, compostas principalmente por pedregulho e areia, tende a ocorrer na entrada do lago (final do remanso). As partículas de tamanho médio são as próximas a serem depositadas, seguidas pelas partículas finas, as quais, tendem a se depositar no trecho final do reservatório ou permanecem em suspensão e alcançam os órgãos de descarga (MINHONI, 2013).

Diversos fatores afetam o volume de sedimentos que se acumulará num reservatório, sendo eles: a quantidade de sedimentos produzidos na bacia de contribuição; as condições geológicas, climáticas e vegetação da região; as características físicas e hidráulicas do reservatório; e as características dos sedimentos. Segundo Salas e Shin (1999), dentre os fatores citados, os principais são: a vazão do rio; a quantidade, o tamanho e o peso específico dos sedimentos que entram no reservatório; e o tamanho e a operação do reservatório.

Problemas decorrentes do assoreamento dizem respeito, principalmente, à redução do seu volume, o que pode interferir no uso para o qual ele foi construído. Segundo Yang (2003), a partir de uma revisão bibliográfica feita por ele, globalmente a taxa de perda anual total da capacidade de armazenamento de reservatórios devido à sedimentação é estimada em 1 a 2% da capacidade de armazenamento total. No Brasil, um estudo realizado em 1994, com base em trabalhos da área executadas até essa data, indicou uma perda de capacidade de armazenamento de 0,5% ao ano para os reservatórios do país (CARVALHO, 2008).

O assoreamento pode causar também outros problemas, como: abrasão de componentes, tubulações e pás de turbinas; problemas mecânicos nas manobras das eclusas e comportas; dificuldade ou impedimento da captação de água pela estrutura de tomada d'água; afogamento dos locais de desova, alimentação e abrigo dos peixes; formação de bancos de areia diminuindo o calado para a navegação; além de afetar a segurança da barragem (ALBERTIN et. al, 2010). Em reservatórios construídos para o controle de enchentes, o assoreamento reduz sua capacidade de retenção, podendo causar perdas econômicas e até de vidas humanas à jusante deles.

Carvalho (1994) destaca que um problema que pode ocorrer à jusante do reservatório é a erosão das margens e leitos do canal de escoamento, pois a água limpa escoada para jusante tem maior poder de erosão, uma vez que a carga sólida no fluxo é menor que o valor de saturação, devido ao desequilíbrio provocado pela retirada da carga natural de sedimentos no escoamento.

Em se tratando de reservatórios de hidrelétricas, Maia (2006) apresenta que o assoreamento é um sério problema que leva à diminuição da capacidade de geração de energia das usinas, visto que ocorre alteração na vazão regularizada. Assim, o faturamento da concessionária com a venda de energia elétrica será reduzido, o que, conseqüentemente, acarretará na redução da compensação financeira que é paga aos Estados, Distrito Federal, Municípios e Órgãos da União, receita esta proporcional à geração de energia elétrica.

Uma usina que sofre com o problema do assoreamento é a Pequena Central Hidrelétrica (PCH) Salto do Paraopeba, localizada no rio Paraopeba, em Jeceaba – MG (Figura 1.1). Ela possui área de drenagem de, aproximadamente, 2485 km<sup>2</sup>. Trata-se de uma usina construída em 1956 para operar a fio d'água, contendo duas unidades geradoras, sendo a primeira composta por gerador de 1.500 kW e turbina do Tipo Francis, e a segunda constituída por gerador de 970 kW e turbina tipo Francis geminada.

A Companhia Energética de Minas Gerais (CEMIG) assumiu a operação dessa usina em 2000, sendo que a operação se deu com bastante interferência dos depósitos de sedimentos até ser paralisada em 2006, situação em que se encontra hoje. Atualmente o reservatório está intensamente assoreado, com a tomada d'água obstruída, como pode ser observada na Figura 2.



Figura 1 – Vista de jusante da PCH Salto do Paraopeba



Figura 2 – Assoreamento do reservatório da PCH Salto do Paraopeba  
Fonte: Vale, 2018

Vistos os problemas que podem ser causados pelo assoreamento, são essenciais os estudos que visem apresentar metodologias para prever taxas de sedimentação em reservatórios, sendo que esses estudos são importantes tanto na fase de projeto do reservatório, quanto ao longo da sua operação, pois é necessária a determinação do tempo a partir do qual o assoreamento irá interferir nas funções para as quais o reservatório foi construído. A viabilidade econômica do projeto de uma barragem pode também depender desta estimativa de assoreamento.

Com auxílio de trabalhos nessa área, os quais promovam estimativa espaço-temporal do assoreamento, possibilita-se o estudo do volume do material a ser sedimentado ao passar dos anos e sua distribuição não uniforme no reservatório, além disso, tanto medidas preventivas

quanto corretivas podem ser tomadas de forma mais eficientes, pois, como discutido por Annandale (2011) apud Adam et al. (2015), o controle da sedimentação em reservatórios deve ser uma prioridade pelas décadas que estão por vir.

Outro motivo que apresenta a relevância do estudo do assoreamento está no Guia de Avaliação de Assoreamento de Reservatórios da Agência Nacional de Energia Elétrica – ANEEL, o qual afirma que estudos sedimentológicos devem ser realizados em todas as fases do aproveitamento, desde o planejamento (inventário, estudo de viabilidade e projeto básico) até a operação do reservatório (ANEEL, 2000). Entretanto, observa-se na prática que esses estudos não recebem, em geral, a devida atenção no Brasil, que apesar de possuir uma matriz energética amplamente baseada na energia hidráulica, apresenta uma rede de monitoramento sedimentométrico bastante precária. Com isso, as empresas do setor hidrelétrico têm investido e ainda têm que investir nos estudos da ocorrência do processo de assoreamento, pois devem atualizar os dados operacionais de seus empreendimentos, os quais devem ser reportados periodicamente à Agência Nacional de Águas – ANA. Assim, torna-se importante o desenvolvimento de trabalhos experimentais e/ou simulações numéricas, no âmbito nacional, que auxiliem na determinação do assoreamento de reservatórios.

Entretanto, prever o acúmulo de sedimentos é uma tarefa difícil porque os processos envolvidos - erosão, transporte, deposição e consolidação dos sedimentos - são complexos e podem ocorrer simultaneamente. Além disso, os fatores que interferem no processo estão sujeitos a grande variabilidade temporal e a várias incertezas.

Tem-se também que para obtenção de resultados confiáveis, são necessários dados locais representativos e consistentes, os quais raramente estão disponíveis, uma vez que a densidade de estações sedimentométricas é reduzida, dificilmente se tem amostragens de longo tempo nos locais de interesse e muitas vezes não se tem acesso público aos dados. Além da baixa quantidade de postos sedimentométricos, nos existentes são realizadas apenas medições da concentração sólida em suspensão, sem a determinação da descarga sólida total e dados de granulometria. Assim, muitos estudos sedimentológicos no país são prejudicados.

Assim, uma forma de se estudar o assoreamento é a partir de modelagem física. Por isso, foi construído um modelo reduzido dessa PCH no Centro de Pesquisas Hidráulicas (CPH) da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG). Porém, na literatura não se encontra descrita detalhadamente a metodologia utilizada em estudos de assoreamento em modelos reduzidos, por isso, o objetivo do trabalho foi elaboração desse procedimento.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1 Objetivo Geral**

O objetivo geral deste trabalho é desenvolver a metodologia para estimar o assoreamento no modelo reduzido da PCH Salto do Paraopeba.

## **3. REVISÃO DE LITERATURA**

### **3.1. Assoreamento em reservatórios**

Os reservatórios são sistemas complexos e dinâmicos que apresentam como funções a regularização da vazão em cursos d'água para atendimento aos usuários ao longo do tempo. Eles são de grande importância, contribuindo para o abastecimento de água, geração de energia através de hidroelétricas, acúmulo de rejeito de mineração, dentre outras. A construção dessas estruturas causa modificações consideráveis no ecossistema, causando grandes impactos ambientais, tanto na construção quanto na sua operação, podendo causar alterações biológicas, sociais, hidrológicas e atmosféricas, a depender do porte do reservatório e da diversidade ambiental, no qual ele é executado (BOAS, 2005).

Os reservatórios estão sujeitos à entrada e deposição de sedimentos, causando o seu assoreamento, um processo inevitável, pois a barragem, ao alterar as características hidráulicas do fluxo de água, leva ao aumento de sua área molhada e conseqüentemente a diminuição da velocidade de escoamento, o que faz com que o fluxo se torne menos eficiente para o transporte de sedimentos. Com o passar do tempo, o assoreamento aumenta, e a capacidade do reservatório diminui, levando à redução de sua vida útil (BICALHO, 2006).

Para sua construção é de grande importância a verificação da sua vida útil, levando em consideração o acréscimo, em seu volume total, da sedimentação prevista em estudo. Um estudo do Banco Mundial mostrou que a vida útil média dos reservatórios caiu de 100 para 22 anos, levando em comparação à média de todos os países e que a perda de volume devido aos depósitos é de 1% ao ano. Este estudo ainda apontou que são gastos anualmente para a remoção dos volumes assoreados aproximadamente seis bilhões de dólares (CARVALHO et al. 2000b).

No Brasil, um estudo realizado em 1994 pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas/UFRGS para a Eletrobrás indicou uma perda de capacidade de armazenamento de 0,5% ao ano para os reservatórios do país (CARVALHO, 2008). Entretanto, pode-se observar a partir dos

trabalhos citados a seguir, que, na maioria dos casos, a perda de volume útil dos reservatórios foi superior à 0,5% ao ano.

Paiva et al. (1998) concluiu que houve redução de 22,87% na capacidade de armazenamento do reservatório Vacacaí Mirim (RS) entre os anos de 1972 e 1997, o que representa uma perda anual de 0,9% do volume. Dill (2002) observou, para o mesmo reservatório, que o volume útil do reservatório foi reduzido cerca de 6,84% entre 1997 e 2001, o que corresponde a uma perda de capacidade 1,71% ao ano, ou seja, maior que a perda anual encontrada no estudo anterior, possivelmente ocasionada pelo manejo inadequado do solo da bacia hidrográfica.

Vilhena et al. (2003) apresentaram um estudo relativo ao reservatório de Funil (RJ), que teve seu volume reduzido em 22,93% ao longo de 23 anos de operação (entre 1969 e 1992), que corresponde a uma perda de armazenamento anual de quase 1%.

Cabral (2009) constatou que o volume original do reservatório de Cachoeira Dourada (GO) reduziu 38% de 1959 a 2005, o que equivale a 0,68% ao ano.

Miranda (2011), com base em dados de levantamento batimétrico realizado em 2008 e os dados de 1975 fornecidos pela concessionária de energia do reservatório de Três Irmãos (SP), constatou que o reservatório sofreu uma perda de 14,5% de seu volume útil ao longo de 33 anos operação, ou seja, a taxa de redução da capacidade de armazenamento anual foi 0,43%.

Brito (2013) determinou que o volume assoreado no reservatório da PCH Cachoeirão (MG), em 13 anos de operação, foi 0,866 hm<sup>3</sup>, sendo que esse valor representa uma redução de 15,9% na capacidade de armazenamento original, o equivalente a 1,22% ao ano. A autora observa que a vida útil esperada para o reservatório não deverá ser alcançada se medidas preventivas, que reduzam a quantidade de sedimentos que adentra ao reservatório, não forem tomadas.

Minhoni (2013) estimou o assoreamento no reservatório da PCH Pipoca (MG) no período de 2006 a 2013, obtendo um volume de sedimento depositado de 0,369 hm<sup>3</sup>, o qual representa uma redução de 5,04% do volume original e uma taxa média de assoreamento anual de 0,63%.

Cortez (2013) verificou que entre 2007 e 2008 o volume assoreado no reservatório da Usina Hidrelétrica (UHE) de Aimorés (MG) foi de 4,87 hm<sup>3</sup>, o que corresponde a perda anual de 2,6% do volume total.

Na Tabela 1 estão apresentados outros reservatórios brasileiros que se encontram total ou parcialmente assoreados. Estão listados mais de 40 empreendimentos nessas situações, localizados, principalmente, nas bacias do Atlântico-Leste e do Paraná.

Carvalho (2008) afirma que, apesar da importância dos estudos sedimentológicos para países com matriz energética predominantemente hidrelétrica, como o Brasil, as informações sobre o assoreamento dos reservatórios do país ainda são limitadas, devido à falta de levantamentos batimétricos sistemáticos e a divulgação de seus resultados. Por isso, são importantes as metodologias que visem a estimativa do assoreamento, como as Equações 3.1 e 3.2, apresentadas a seguir, as quais servem para o cálculo preliminar de assoreamento em reservatórios.

$$T = \frac{V_{res}}{S} \quad (3.1)$$

$$S = \frac{D_{ST} E_r}{\gamma_{ap}} = \frac{365 Q_{ST} E_r}{\gamma_{ap}} \quad (3.2)$$

Sendo:

S o volume de sedimento retido no reservatório, em m<sup>3</sup>/ano;

D<sub>ST</sub> o deflúvio sólido total médio anual afluyente ao reservatório, em t/ano;

E<sub>r</sub> a eficiência de retenção de sedimento afluyente ao reservatório;

γ<sub>ap</sub> o peso específico aparente médio dos depósitos, em t/m<sup>3</sup>;

Q<sub>ST</sub> a descarga sólida total média afluyente ao reservatório, em t/dia;

T o tempo de assoreamento do volume (V<sub>res</sub>), em anos;

V<sub>res</sub> o volume do reservatório (total, morto ou outro), em m<sup>3</sup>.

Como apresentado pela Equação 3.2, para cálculo do volume assoreado é necessário o conhecimento da eficiência de retenção (E<sub>r</sub>) do reservatório, a qual é definida como sendo a razão de sedimentos depositados e o fluxo total de sedimentos afluentes. O seu valor pode ser obtido a partir de medições sistemáticas das descargas sólidas afluentes e efluentes ao reservatório. No caso de estudos anteriores à construção da barragem, utilizam-se curvas como a de Brune (1953) e a de Churchill (1948).

Brune (1953), com base em dados de 44 reservatórios dos Estados Unidos, desenvolveu uma relação empírica entre a capacidade de afluência (razão entre volume do reservatório e a vazão afluyente anual) e a eficiência de retenção. Sua limitação está no fato de ser aplicável em condições de longo tempo (MORRIS; FAN, 2010). A Figura 3 apresenta a adaptação realizada por Morris e Fan (2010) da curva original de Brune (1953).



<b>Tabela 1 - Reservatórios brasileiros total ou parcialmente assoreados</b>		
<b>Reservatório</b>	<b>Curso d'água</b>	<b>Finalidade</b>
<b>Bacia do São Francisco</b>		
Rio das Pedras	Velhas	UHE – 10 MW
Paraúna	Paraúna	UHE – 30 MW
Pandeiros	Pandeiros	UHE – 4,2 MW
Acabamundo	Acabamundo	Controle de cheias
Arrudas	Arrudas	Controle de cheias
Pampulha	Pampulha	Controle de cheias
<b>Bacia Atlântico Leste</b>		
Funil	Contas	UHE – 30 MW
Pedras	Contas	UHE – 23 MW
Peti	Santa Bárbara	UHE – 9,4 MW
Brecha	Piranga	UHE – 10,5 MW
Piracicaba	Piracicaba	--
Sá Carvalho	Piracicaba	UHE – 50 MW
Dona Rita	Tanque	UHE – 2,41 MW
Salto Grande	Santo Antônio	UHE – 104 MW
Tronqueiras	Tronqueiras	UHE – 7,87 MW
Bretas	Suaçuí Pequeno	--
Mascarenhas	Rio Doce	UHE – 120 MW
Paraitinga	Paraitinga	UHE – 85 MW
Jaquari	Jaquari	UHE – 27,6MW
Uma	Uma	Abastecimento de água
<b>Bacia do Paraná</b>		
Caconde	Pardo	UHE – 80,4 MW
Euclides da Cunha	Pardo	UHE – 108,8 MW
Americana	Atibaia	UHE – 34 MW
Jurumirim	Paranapanema	UHE – 22 MW
Piraju	Paranapanema	UHE – 120 MW
Presidente Vargas	Tibaji	UHE – 22,5 MW
Poxoréu	Poxoréu	UHE --
São Gabriel	Coxim	UHE – 7,5 MW
Ribeirão das Pedras	Descoberto	Abastecimento de água
São João	São João	UHE – 3,2 MW
<b>Bacia do Uruguai</b>		
Caveiras	Caveiras	UHE – 4,3 MW
Silveira	Santa Cruz	UHE --
Celso Ramos	Chapecozinho	UHE – 5,76 MW
Furnas do Segredo	Jaquari	UHE --
<b>Bacia Atlântico Sudeste</b>		
Santa Cruz	Tacanica	UHE – 1,4 MW
Piraí	Piraí	UHE – 1,37 MW
Ernestina	Jacuí	UHE – 1 MW
Passo Real	Jacuí	UHE – 125 MW

Fonte: Adaptada de Carvalho, 2008

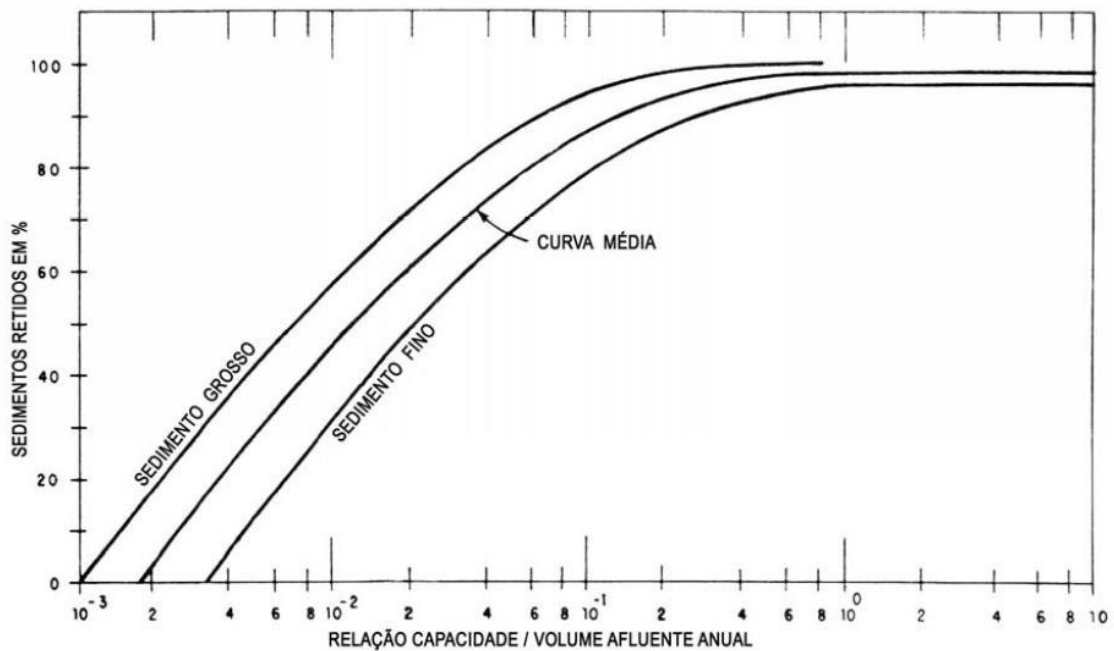


Figura 3 - Curva de Brune para estimativa da eficiência de retenção  
Fonte: Adaptada por Morris e Fan, 2010

Na Figura 3 a curva inferior corresponde a depósitos contendo sedimentos finos, enquanto a superior corresponde a sedimentos grossos. No caso em que não se conhece a granulometria dos sedimentos, costuma-se utilizar a curva média (CARVALHO, 2008).

Utilizando dados de reservatórios do Tennessee Valley Authority, Churchill (1948) desenvolveu uma relação entre a porcentagem de sedimento que passa pelo reservatório (SE) e o índice de sedimentação (IS), o qual pode ser calculado através da Equação 3.3.

$$I_s = \frac{V_{res}^2}{Q^2 L} \quad (3.3)$$

Em que:

IS é o índice de sedimentação do reservatório, em  $s^2/m$ ;

$V_{res}$  é o volume do reservatório no nível médio de operação, em  $m^3$ ;

Q é a vazão média afluyente diária durante o período de estudo, em  $m^3/s$ ;

L é o comprimento do reservatório, em m.

A versão da curva de Churchill convertida para o sistema métrico, segundo Carvalho (2008), é apresentada na Figura 4, na qual se encontra a porcentagem de sedimento efluyente ao reservatório.

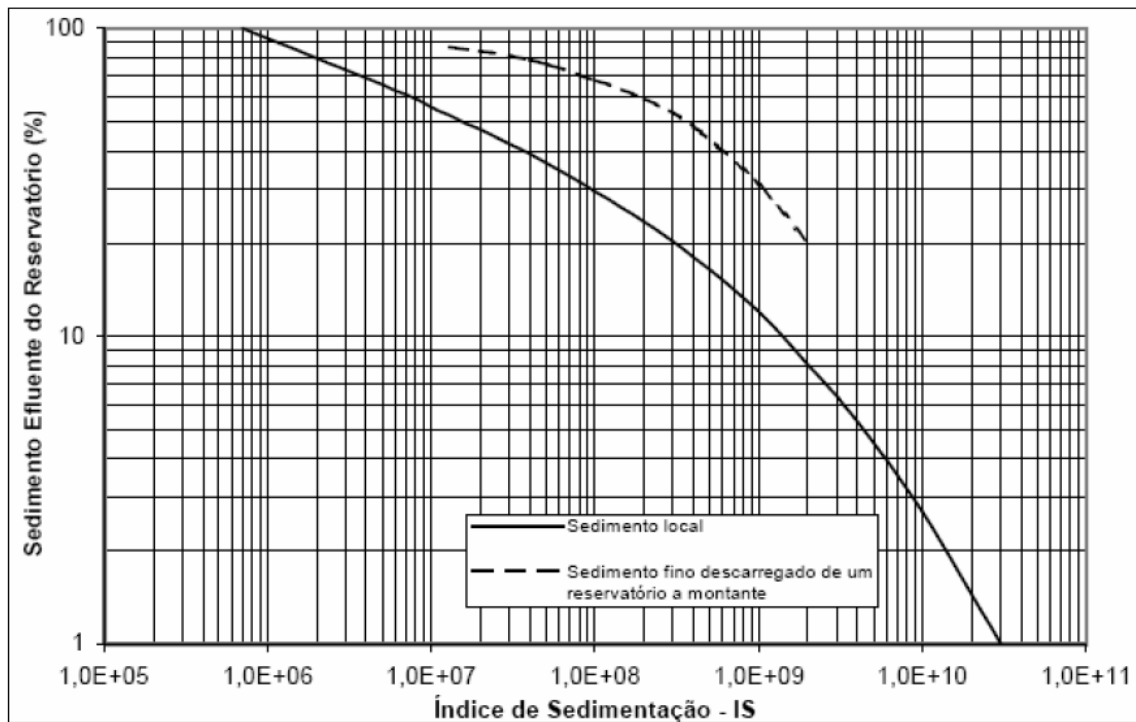


Figura 4 - Curva de eficiência de retenção de sedimentos segundo Churchill  
 Fonte: Carvalho (2008)

Resultados mais aproximados da curva original podem ser obtidos por meio das Equações 3.4 e 3.5 (CARVALHO, 2008).

$$S_E = 6650(I_S + 137000^{-0,347}) \quad (3.4)$$

para  $4,21 \cdot 10^4 < I_S \leq 2,12 \cdot 10^7$

$$S_E = 90400000(I_S + 78000000^{-0,835}) \quad (3.5)$$

para  $2,12 \cdot 10^7 < I_S \leq 3,30 \cdot 10^9$

Para médios e grandes reservatórios utiliza-se a curva de Brune para determinação da “Er” e para pequenos, adota-se a curva de Churchill (CARVALHO et al. 2000a). Segundo Carvalho et al. (2000a), um pequeno reservatório é aquele cujo seu volume total no nível d’água máximo normal é inferior a 10 hm<sup>3</sup>. Considera-se um reservatório grande quando seu volume total é superior a 100 hm<sup>3</sup>. Entre os referidos limites, configura-se um reservatório de médio porte.

A eficiência de retenção do reservatório da PCH Salto do Paraopeba pode ser encontrada utilizando-se a curva de Churchill, pois o volume é, aproximadamente, 1,97.10<sup>5</sup> m<sup>3</sup>, ou seja, se trata de um pequeno reservatório.

O cálculo do assoreamento utilizando as Equações 3.1 e 3.2, apresentadas anteriormente, e as curvas de Brune e Churchill é algo preliminar, por isso, para simular a dinâmica de

sedimentos em reservatórios existem diversos modelos numéricos e físicos desenvolvidos, como serão apresentados nos tópicos seguintes.

### **3.2 Modelagem física em Hidráulica**

Em determinadas situações a decisão pelo uso de um modelo matemático, seja determinístico ou estocástico, deve ser cuidadosamente analisada. À medida que o sistema que está sendo simulado torna-se mais complexo, muitas premissas de trabalho acabam sendo adotadas, visto que o modelo pode não conseguir representar todas as variáveis do processo, o que pode afastar o resultado simulado do real. Além disso, a falta de dados disponíveis para o local de interesse pode impossibilitar a calibração das formulações de fluxo e de transporte de sedimentos, o que torna a confiabilidade das previsões da modelagem matemática questionável (MORAN et al., 2013). Assim, para contornar essas situações, frequentemente recorre-se a modelagem física para simular os sistemas hidráulicos. O interesse da utilização de modelos hidráulicos reside assim na possibilidade de simular um grande número de situações distintas, em tempo reduzido, permitindo desta forma a obtenção de soluções otimizadas, seguras e econômicas.

O modelo geralmente possui dimensões mais reduzidas que o protótipo, o que pode reduzir o custo e facilitar o controle das grandezas a serem consideradas. Além disso, ele deve comportar-se de modo semelhante ao sistema cujo comportamento se quer prever, ou seja, comportar-se semelhante ao protótipo. Por isso, recorre-se à Teoria da Semelhança Hidráulica, a qual será descrita a seguir, para se estabelecer os princípios básicos a serem obedecidos ao se projetar, construir e operar o modelo físico.

Segundo Waldron (2008), uma grande vantagem da modelagem física é a capacidade de replicar situações de fluxos complexos. Porém, uma das principais limitações deve-se aos efeitos das escalas utilizadas para se alcançar a semelhança hidráulica entre o protótipo e o modelo. Por exemplo, na maioria das vezes não se consegue alcançar a semelhança da escala do número de Froude e à de Reynolds ao mesmo tempo, sendo necessário haver um relaxamento em uma delas, o que, se não bem estudado, pode provocar que o modelo não simule a realidade do protótipo.

#### **3.2.1 Teoria da semelhança hidráulica**

Os conceitos de modelagem e semelhança introduzidos neste capítulo foram baseados no livro de Julien (2002).

A teoria da semelhança objetiva o estabelecimento de relação de transferência entre os modelos e os protótipos, bem como do tipo de relações entre as diversas grandezas intervenientes em qualquer fenômeno físico. Ela se fundamenta, entretanto, tanto no bom conhecimento da natureza física dos fenômenos intervenientes, como no domínio dos princípios da análise dimensional.

A semelhança entre modelos físicos e os protótipos, pode ser alcançada segundo três aspectos básicos: semelhança geométrica, semelhança cinemática e semelhança dinâmica. A seguir, essas semelhanças serão descritas, sendo que será usado o subscrito “m” para se referir ao modelo e o “p” para o protótipo.

### 3.2.1.1 Semelhança geométrica

A semelhança geométrica implica na semelhança de forma entre o modelo e o protótipo, sendo que ela envolve escalas pertinentes às grandezas de comprimento (Equação 3.41), áreas (Equação 3.42) e volumes (Equação 3.43).

$$\frac{L_m}{L_p} = L_r \quad (3.41)$$

$$\frac{A_m}{A_p} = \frac{L_m^2}{L_p^2} = L_r^2 \quad (3.42)$$

$$\frac{Vol_m}{Vol_p} = \frac{L_m^3}{L_p^3} = L_r^3 \quad (3.43)$$

Onde L é comprimento, A é área e Vol é volume.

A escala de comprimento pode ser escrita no sistema cartesiano (x, y e z), onde:

$$\frac{x_m}{x_p} = \frac{y_m}{y_p} = \frac{z_m}{z_p} = L_r \quad (3.44)$$

Sendo z a componente vertical, x a componente horizontal longitudinal e y a componente horizontal lateral do modelo.

Quando as escalas verticais e laterais não são idênticas, tem-se um modelo denominado de Distorcido, sendo que o fator de distorção é obtido através da razão de  $y_r/z_r$ . Já quando as escalas verticais e longitudinais são diferentes, o modelo é chamado de Inclinado, sendo a sua declividade (S) apresentada na Equação 3.45.

$$\frac{z_r}{X_r} = S_r \quad (3.45)$$

Em um modelo distorcido, a área transversal da seção está apresentada na Equação 3.46, enquanto na Equação 3.47 está a área em planta da seção.

$$A_{xr} = y_r z_r \quad (3.46)$$

$$A_r = y_r x_r \quad (3.47)$$

O volume para modelo distorcido é apresentado na Equação 3.48.

$$Vol_r = y_r x_r z_r \quad (3.48)$$

A necessidade de distorcer modelos se deve às seguintes razões:

- a) por razões de ordem prática – Limitações de espaço físico e razões de custo. É o caso da modelagem de cursos de água extensos (dimensões horizontais grandes), com pequenas profundidades (dimensões verticais reduzidas) que impediriam que um modelo não distorcido fosse viável;
- b) por razões técnicas de necessidade de permanecer dentro dos limites de aplicação da lei física que rege o fenômeno. É o caso de estudos de transporte de sedimentos, onde se adota uma escala vertical relativa aos diâmetros dos grãos diferentes das outras escalas de comprimento.
- c) pode ainda ocorrer o caso em que a própria lei da física exija a distorção, como são os casos de modelos fluviais de fundo móvel, onde se estudam problemas de morfologia fluvial.

### 3.2.1.2 Semelhança cinemática

A semelhança cinemática implica na semelhança de movimento, ou seja, se refere a parâmetros que envolvem comprimento e tempo, isto é, velocidade (V), aceleração (a), viscosidade cinemática ( $\nu$ ), entre outras. Na semelhança cinemática existe uma razão constante entre a velocidade de partículas homólogas, que se deslocam segundo trajetórias semelhantes, em direção e sentido. Para que isso ocorra, as linhas de corrente estarão semelhantemente orientadas, implicando que os escoamentos cinematicamente semelhantes devem ser geometricamente semelhantes e que o regime de escoamento nos modelos e protótipos deve ser o mesmo. A semelhança cinemática envolve as escalas apresentadas nas Equações 3.49 a 3.52.

$$\frac{T_m}{T_p} = T_r \quad (3.49)$$

$$\frac{V_m}{V_p} = V_r = \frac{L_m/T_m}{L_p/T_p} = \frac{L_r}{T_r} \quad (3.50)$$

$$\frac{Q_m}{Q_p} = Q_r = \frac{L_m^3/T_m}{L_p^3/T_p} = \frac{L_r^3}{T_r} \quad (3.51)$$

$$\frac{a_m}{a_p} = a_r = \frac{V_m/T_m}{V_p/T_p} = \frac{V_r}{T_r} = \frac{L_r}{T_r^2} \quad (3.52)$$

### 3.2.1.3 Semelhança dinâmica

Semelhanças dinâmicas sugerem um mesmo comportamento dinâmico dos fluidos, ou seja, se referem a parâmetros que envolvem força (F) e massa (M), como a massa específica ( $\rho$ ), o peso específico ( $\gamma$ ) e a viscosidade dinâmica ( $\mu$ ). Para que haja semelhança dinâmica, as trajetórias descritas pelas partículas homólogas são geometricamente semelhantes e as forças individuais agem em elementos de fluidos correspondentes de forma que haja a mesma razão de forças em ambos os sistemas. Forças individuais agindo num elemento de fluido devem ser conseqüências de uma força do corpo, como o peso ou campo gravitacional, ou forças superficiais resultadas de gradientes de pressão, tensão de viscosidade ou tensão superficial. A força inercial resultante necessita que a força poligonal seja geometricamente similar.

As escalas dessa semelhança estão apresentadas nas Equações 3.53 a 3.56.

$$\frac{F_m}{F_p} = F_r \quad (3.53)$$

$$\frac{M_m}{M_p} = M_r \quad (3.54)$$

Como:

$$F_r = M_r a_r \quad (3.55)$$

$$F_r = M_r \frac{L_r}{T_r^2} \quad (3.56)$$

As seis forças encontradas nos fenômenos dos escoamentos são as forças de inércia, de viscosidade, de gravidade, de pressão, de tensão superficial e de compressão elástica, sendo que os efeitos gravitacionais e de viscosidade são, respectivamente, descritos pelos números de Froude (Equação 3.57) e número de Reynolds (Equação 3.58).

$$Fr_r = \frac{V_r}{\sqrt{g_r z_r}} \quad (3.57)$$

$$Re_r = \frac{V_r z_r}{\nu_r} \quad (3.58)$$

Onde  $g$  é gravidade e  $\nu$  é viscosidade cinemática do fluido.

Em modelos hidráulicos, os números de Reynolds e Froude iguais à unidade podem apenas ser simultaneamente satisfeitos quando:

$$\frac{V_r^2}{z_r} = V_r z_r \quad (3.60)$$

$$\frac{V_r^2}{z_r} = V_r z_r \quad (3.61)$$

Sendo que para isso ocorrer  $V_r = z_r = 1$ . Logo, a semelhança exata de todas as razões de força em modelos hidráulicos é estritamente impraticável. Obviamente, forças que são desprezíveis comparadas com outras não afetarão o polígono de força. Portanto, na modelagem hidráulica deve se analisar as componentes de força que são dominantes no sistema. Assim, podem-se negligenciar os efeitos de forças não significativas, adotando-se critérios de semelhança baseados apenas nas forças relevantes, sem prejuízo da qualidade dos resultados do modelo.

Portanto, deve-se determinar se a gravidade ou a viscosidade é o parâmetro físico predominante e determinar os parâmetros de escala adequadamente. Essa estratégia é razoável enquanto um dos termos, gravitacional ou viscosidade, podem ser desprezados.

Quando as forças de inércia e de viscosidade são consideradas como as únicas a regerem o movimento da água, o número de Reynolds deve ser o mesmo no modelo e no protótipo. Se for usado o mesmo fluido no modelo e protótipo, então  $\mu_r = \rho_r = 1$ , assim as escalas para as diversas grandezas físicas podem ser estabelecidas em função do número de Reynolds, sendo essas escalas apresentadas na Tabela 2.

**Tabela 2 - Razões de escala conforme lei do número de Reynolds**

<b>Semelhança geométrica</b>	<b>Semelhança cinemática</b>	<b>Semelhança dinâmica</b>
Comprimento $L_r$	Tempo $L_r^2$	Força 1
Área $L_r^2$	Velocidade $L_r^{-1}$	Massa $L_r^3$
Volume $L_r^3$	Aceleração $L_r^{-3}$	Trabalho $L_r$
	Vazão $L_r$	Potência $L_r^{-1}$
	Velocidade angular $L_r^{-2}$	
	Aceleração angular $L_r^{-4}$	

Em canais abertos, efeitos gravitacionais são tipicamente predominantes e a resistência ao escoamento não depende da viscosidade enquanto o escoamento for hidráulicamente rugoso.



Isso quer dizer que para os estudos a serem conduzidos em modelo, o critério de semelhança de Froude é o mais indicado. Se for usado o mesmo fluido no modelo e protótipo ( $\rho_r = 1$ ), os quais são submetidos ao mesmo campo gravitacional de forças ( $g_r = 1$ ), as razões ou escalas para as diversas grandezas físicas podem ser estabelecidas em função do número de Froude, indicadas na Tabela 3.

**Tabela 3 - Razões de escala conforme lei do número de Froude**

<b>Semelhança geométrica</b>	<b>Semelhança cinemática</b>	<b>Semelhança dinâmica</b>
Comprimento $L_r$	Tempo $L_r^{1/2}$	Força $L_r^3$
Área $L_r^2$	Velocidade $L_r^{1/2}$	Massa $L_r^3$
Volume $L_r^3$	Aceleração 1	Trabalho $L_r^4$
	Vazão $L_r^{5/2}$	Potência $L_r^{7/2}$
	Velocidade angular $L_r^{-1/2}$	
	Aceleração angular $L_r^{-1}$	

### 3.2.2 Modelos físicos com leitos móveis

Modelos reduzidos com leitos móveis são úteis quando o transporte de sedimentos é significativo, isto é, quando o número de Shields ( $\tau_*$ ) é maior que 0,06, o qual é um parâmetro utilizado na Hidráulica para se determinar o início do transporte de sedimento. Exemplos típicos de uso desses modelos incluem estrutura de queda, escavação local, erosão abaixo do vertedouro, soleiras, comportas e barragens, sedimentação em reservatório de sedimentação, entre outros.

Para esse tipo de modelo, a semelhança no transporte de sedimentos é obtida quando o número de Shields e o diâmetro adimensional do grão ( $d_*$ ) são similares em ambos os sistemas e iguais a unidade, isto é,  $\tau_{*r} = d_{*r} = 1$ . Essas condições implicam que o número de Reynolds do grão ( $Re_{*r}$ ) deve ser igual a 1, pois sem tem que  $\tau_* d_*^3 = Re_*^2$ .

Existem quatro critérios de semelhança para modelos de leitos dinâmicos: (i) semelhança de Froude; (ii) resistência, por exemplo, Manning; (iii) diâmetro adimensional do grão; e (iv) interação dos materiais do leito ou número de Shields. Esses quatro critérios devem ser satisfeitos simultaneamente em cursos de água com fluxo variado e transporte de sedimentos. Assim, esses critérios envolvem sete parâmetros: velocidade ( $V_r$ ), aceleração da gravidade ( $g_r$ ), comprimento vertical ( $z_r$ ), diâmetro da partícula ( $ds_r$ ), inclinação ( $S_r$ ), densidade do sedimento ( $(G - 1)_r$ ), e viscosidade cinemática do fluido ( $\nu_r$ ).

Em modelos hidráulicos com  $g_r = v_r = 1$  e quatro critérios de semelhança, citados no parágrafo anterior, tem-se apenas um grau de liberdade, por exemplo, escala vertical de comprimento do modelo  $z_r$ , além da escala lateral  $y_r$ , que não é especificada pela equação.

As semelhanças em leitos móveis são ditas completas, com um grau de liberdade, quando os quatro critérios de semelhança são satisfeitas simultaneamente. Essa semelhança implica que a direção jusante do escoamento é a dominante e a aceleração nas direções lateral e vertical são negligenciáveis. Portanto, ela é essencialmente adequada para processos de transporte de sedimentos em uma dimensão.

Para o caso em que as forças gravitacionais são as dominantes, ou seja, o critério de Froude será obedecido, Julien (2002) apresenta as relações de escalas satisfazendo os quatro critérios de semelhanças, as quais estão na Tabela 4.

Como um caso particular, de acordo com a relação de Strickler entre o coeficiente de Manning ( $n$ ) e o diâmetro da partícula do leito, tem-se que  $n \approx ds^{1/6}$ , assim, o expoente de resistência ao escoamento ( $m$ ) da equação de Manning-Strickler corresponde à  $m = 1/6$ .

Como apresentado anteriormente, um dos critérios para modelos de leitos dinâmicos é o de semelhança no diâmetro adimensional ( $d_{sr} = 1$ ) do grão. Para esse critério, tem-se a Equação 3.62, que estabelece a relação entre o diâmetro do sedimento e a sua densidade.

$$d_{sr}^3 = \frac{1}{(G - 1)_r} \quad (3.62)$$

Assim, a partir dessa relação, observa-se que modelos reduzidos requerem sedimentos leves quando partículas grandes são utilizadas. Um exemplo de material que pode ser utilizado é a borracha. Campello (2017) apresentou resultados do estudo das características físicas e hidrodinâmicas do grão de borracha de pneus moído como alternativa viável para utilização em modelos reduzidos, representando o comportamento dos grãos de areia, material presente em maior proporção no processo de transporte e deposição de sedimentos ao longo de um reservatório. Em laboratório, utilizando um canal acrílico, o autor analisou a velocidade de queda das partículas de borracha e o seu início de movimento. O autor conclui que os resultados foram satisfatórios, cumprindo os objetivos de uma análise exploratória da borracha como material substitutivo da areia, no âmbito da velocidade de queda e do início do movimento, para uso em modelos físicos de fundo móvel. Uma vez que, o início de movimento das partículas de borracha pode ser avaliado pela curva de Shields e a velocidade de queda, desde que corrigido o coeficiente de arrasto, pode ser determinada pela equação de Camenen.

**Tabela 4 - Escalas para modelos físicos distorcidos e de leitos móveis**

<b>Semelhanças</b>	<b>Escala</b>
<b>Geométrica</b>	
Vertical ( $z_r$ )	$z_r$
Largura ( $y_r$ )	$y_r$
Extensão ( $x_r$ )	$z_r \left( \frac{1 + 4m}{1 + m} \right)$
Diâmetro da partícula ( $d_{sr}$ )	$z_r \left( \frac{2m - 1}{2 + 2m} \right)$
Área ( $A_r$ )	$y_r z_r$
Volume ( $Vol_r$ )	$y_r z_r \left( \frac{2 + 5m}{1 + m} \right)$
<b>Cinemática</b>	
Tempo (escoamento) ( $t_r$ )	$z_r \left( \frac{1 + 7m}{2 + 2m} \right)$
Tempo (leito) ( $tb_r$ )	$z_r \left( \frac{2 + 5m}{1 + m} \right)$
Velocidade ( $V_r$ )	$z_r^{1/2}$
Velocidade cisalhante ( $u_{*r}$ )	$z_r \left( \frac{1 - 2m}{2 + 2m} \right)$
Velocidade de decantação ( $\omega_r$ )	$z_r \left( \frac{1 - 2m}{2 + 2m} \right)$
Descarga líquida ( $Q_r$ )	$y_r z_r^{1/2}$
Descarga sólida ( $qb_r$ )	1
<b>Dinâmica</b>	
Massa ( $M_r$ )	$y_r z_r \left( \frac{2 + 5m}{1 + m} \right)$
Pressão ( $p_r$ )	$z_r$
Tensão cisalhante ( $\tau_r$ )	$z_r \left( \frac{1 - 2m}{1 + m} \right)$
Força ( $F_r$ )	$y_r z_r \left( \frac{2 + 5m}{1 + m} \right)$
<b>Adimensionais</b>	
Declividade ( $S_r$ )	$z_r \left( \frac{-3m}{1 + m} \right)$
Darcy-Weisbach ( $f_r$ )	$z_r \left( \frac{-3m}{1 + m} \right)$
Número de Froude ( $Fr_r$ )	1
Número de Reynolds ( $Re_r$ )	$z_r^{3/2}$
Número de Shields ( $\tau_{*r}$ )	1
Número de Reynolds do grão ( $Re_{*r}$ )	1
Diâmetro adimensional do grão ( $d_{*r}$ )	1
Massa específica do grão ( $G - 1$ ) <sub>r</sub>	$z_r \left( \frac{3 - 6m}{2 + 2m} \right)$

Fonte: Julien, 2002

### 3.2.3 Modelagem física da dinâmica de sedimentos

Modelos físicos de rios existem desde pelo menos 1875, quando Louis Jerome estabeleceu um modelo do rio Garonne em Bordeaux (JULIEN, 2002). Esses modelos são normalmente construídos para testar diversas estruturas de engenharia em rios e para conduzir experimentos em condições de laboratório controladas. Por isso, na literatura, vários trabalhos são apresentados, os quais utilizaram a modelagem física para estudar o complexo processo de transporte de sedimentos.

Na Tabela 5 estão listados trabalhos que utilizaram modelo físico para estudar sobre o transporte de sedimentos, sendo que estão apresentadas as características do modelo físico, os fenômenos examinados e se existe ou não comparação modelo-protótipo.

**Tabela 5 - Resumo de trabalhos que empregaram modelos físicos para estudar a dinâmica de sedimentos**

<b>Referência</b>	<b>Característica do modelo</b>	<b>Fenômeno investigado</b>	<b>Comparação modelo-protótipo</b>
Song e Yang (1979)	Distorcido. Areia uniforme. Número Froude exagerado por um fator de 1,9.	Manutenção de condições de navegação em uma confluência de rio.	Sim
Young e Warburton (1996)	Não distorcido. Material natural. O fluxo é turbulento no modelo.	Morfologia e sedimentação em rios com cascalhos.	Sim
Healey (1997)	Não distorcido. Mistura de areia e cascalho.	Avaliação de métodos para a mitigação da erosão em bancos de sedimentos.	Sim
Davinroy et al. (1999); Gaines e Maynard (2001); Rodgers et al. (2003); Maynard (2006)	Distorcido. Partícula leve (plástico).	Projeto de alternativas de controle de canal (diques).	Sim
Wei et al. (2001)	Modelos distorcidos e não distorcidos foram testados. Areia uniforme e também partículas leves foram testadas.	Avaliação da carga de fundo.	Não

**Tabela 5 - Resumo de trabalhos que empregaram modelos físicos para estudar a dinâmica de sedimentos**

Woidt et al. (2001)	Não distorcido. Solo coesivo para o banco e areia fina de sílica para o leito.	Sedimentação com a ingestão de bomba.	Não
Waldron (2008)	Distorcido. Partículas leves (plásticos sintéticos).	Eficiência dos desvios dos sedimentos para a reabilitação de zonas húmidas degradadas.	Não
Marr et al. (2007)	Distorcido. Mistura de areia grosseira e fina.	Taxa e tempo de remobilização dos sedimentos armazenados após a remoção da barragem.	Não
Bennett et al. (2008)	Distorcido. Areia de tamanho uniforme.	Uso da vegetação para restauração do padrão sinuoso do rio.	Não
Bromley (2008)	Distorcido. Mistura de areia e cascalho. Fluxo supercrítico.	Alterações da morfologia a jusante devido à remoção da barragem.	Sim
Mefford et al. (2008)	Não distorcido. Mistura de areia e cascalho.	Desempenho de um <i>bypass</i> de alto fluxo para melhorar o transporte de carga de leito em uma estrutura desvio.	Não
Pugh (2008)	Distorcido. Areia uniforme.	Projeto de alternativas de controle de canal para limitar a ingestão de sedimentos em uma barragem de desvio planejada.	Não
Armanini et al. (2010)	Não distorcido. Partículas leves (plásticos), tamanho de partícula uniforme.	Projeto de <i>groynes</i> para melhorar a condição de navegação.	Não
Ho et al. (2010)	Distorcido. Partículas leves (carvão esmagado). Tamanho de partícula uniforme. Fluxo subcrítico.	Exclusão de sedimentos em uma estrutura de admissão de água.	Não

**Tabela 5 - Resumo de trabalhos que empregaram modelos físicos para estudar a dinâmica de sedimentos**

Mefford and Gill (2010)	Distorcido. Partículas leves (carvão), tamanho uniforme.	Avaliação de diferentes trabalhos de restauração para criação de habitat de águas rasas ao longo de um desvio em curva.	Não
Simonett e Weitbrecht (2011)	Não distorcido. Mistura de areia e cascalho.	Concepção e otimização de trabalhos de treinamento para defesa de inundações.	Não

Fonte: Adaptado de Abderrezzak et al. (2014)

Waldron (2008) apresenta que, à medida que o problema de perda de terra da costa da Louisiana continua a crescer desenfreadamente, várias soluções diferentes têm sido propostas. Uma dessas soluções é a ideia de desvio de água e sedimento do rio para a costa que é banhada pelo Golfo do México. Na Universidade do Estado da Louisiana foi construído um Modelo Físico de Escala Reduzida (*Small Scale Physical Model - SSPM*) para o estudo do potencial destes desvios, sendo esse modelo projetado para estudar o movimento da massa de sedimentos no rio e nos desvios. O modelo apresenta escala distorcida, com uma escala horizontal de 1:12000 e uma vertical de 1:500. O propósito do estudo foi determinar até que ponto os resultados experimentais do SSPM podiam ser considerados quantitativos, e o que podia ser feito com os resultados referidos. Isto foi feito testando-se a escala e as leis de similaridade, assegurando que os dados de elevação do modelo estavam corretos, e medindo e comparando os gradientes do rio, curva-chave e velocidades na superfície e abaixo dela. Os gradientes medidos e os números de Froude mostraram que o SSPM adere aos critérios de similaridade necessários para o seu propósito desejado; isto é, investigar o transporte 1 D da massa de sedimento através de longas escalas de tempo. Um modelo 1D no HEC-RAS também foi calibrado para a área de estudo. O autor pondera que este modelo será útil para o estudo dos impactos no sistema hidráulico do rio devido aos desvios de grande escala e o seu possível assoreamento.

Bieri et al. (2012) tratam de um estudo de caso em uma hidrelétrica na Suíça, cujo reservatório sofre com alta deposição de sedimentos, principalmente nas cheias do rio, o que ocasionava possível perda do volume do reservatório devido ao volume de sedimentos depositados. Em um modelo físico não distorcido e utilizando mistura não uniforme de areia,

foi feito um procedimento de *flushing* em busca de erodir este sedimento depositado, onde eles buscaram alcançar a vazão e a duração de tempo necessária para erodir os sedimentos depositados, buscando a menor perda de água. Os autores concluíram que abrir a comporta 1 na margem esquerda e a comporta central 2 aumenta a eficiência do *flushing*, sendo que mais de 60% dos sedimentos depositados são evacuados durante as primeiras 6 h.

Moran et al. (2013) utilizaram um modelo de leito móvel não distorcido (1:40) para investigar diferentes estratégias no fornecimento de sedimentos para o Velho Rhine, através da remoção de banco de sedimentos depositados no rio e modificações nas dimensões e configuração dos quebra-mares, os quais causam erosão na encosta. Essa necessidade de se ter sedimento no rio é devida a alguns fatores ecológicos, como a desova de peixes. O canal modelado foi o leito principal do trecho acima do Rhine, a jusante de Basel (Suíça). Nesse trecho o fluxo de sedimentos é baixo devido à construção do Grand Canal d'Alsace, que é um canal de navegação, e de uma barragem de controle de fluxo em Kembs (França). Obras de modificações e subsequentes incisões no canal também têm reduzido grandemente as taxas de transporte de sedimentos. O local modelado tem um campo de quebra-mares na margem esquerda. Resultados mostram que os quebra-mares existentes atualmente no local não são eficazes em criar altas velocidades na lateral do banco, o que propiciaria a erosão do banco, mesmo para taxas de fluxo significativamente acima da taxa média anual. A encosta do rio também provou ser mais resistente do que o pensado anteriormente, permitindo que longos trechos de proteção da encosta possam ser removidos com segurança. Os processos de teste do modelo físico produziram uma nova configuração para o campo de quebra-mares, onde duas ilhas de quebra-mares mais altas e maiores são colocadas mais distantes do que os três já existentes. Esta abordagem inovadora provou ser eficaz, causando erosão de banco (encosta) para taxas de fluxo abaixo da taxa média anual, sendo observadas erosões bem consistentes. Descobriu-se também que tal configuração não impõe um risco para o Grand Canal d' Alsace, o qual está situado ao lado do Velho Rhine, através de erosões excessivas de banco durante eventos de alto fluxo.

Na literatura nacional, os únicos trabalhos encontrados que utilizaram modelos físicos foram: Chella (2002) e Souza (2006). Ressalta-se que isso não significa que esses trabalhos não sejam feitos, pelo contrário, há laboratórios que realizam esse tipo de estudo, como o Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, o Laboratório de Hidráulica da Universidade de São Paulo e o Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza (CEHPAR). Porém, na maioria das vezes os trabalhos não são publicados, pois são projetos realizados como consultorias.

Chella (2002) discute que o uso de modelos hidráulicos reduzidos é um procedimento útil para a solução de problemas de engenharia de obras hidráulicas. Entretanto, quando se deseja modelar o transporte de sedimentos, faltam informações para boas simulações dos processos de transporte e de deposição. Por isso, o objetivo da autora era o desenvolvimento dessa técnica para trabalhos experimentais da área. O modelo físico construído foi baseado no critério de semelhança de Froude, sendo um modelo reduzido da Usina Hidrelétrica Melisa. A usina tomada como estudo de caso apresenta um problema real de assoreamento. A escala do modelo foi de 1:50 e como material móvel do leito foi utilizada a serragem de imbuia selecionada e tratada. O modelo reduzido reproduziu um trecho do reservatório de aproximadamente 6000 m, sendo que nesse trecho estão incluídas a montante do eixo da barragem e as ombreiras nas margens do rio. Para a operação do modelo foram implantados um sistema de alimentação de água e um sistema de alimentação de sedimentos.

A alimentação de água do modelo foi feita através de um sistema de recalque que permite simular no modelo vazões compreendidas entre 0,10 e 5,55 L/s, sendo os níveis de água ao longo do modelo lidos por meio de réguas linimétricas implantadas em locais de interesse do estudo. Para a alimentação de sedimentos no modelo foi desenvolvido um dispositivo capaz de adicionar sedimento ao fluxo de água de forma precisa. Este sistema de alimentação de sedimentos foi composto por uma caixa de madeira de 0,3m x 0,3m e 0,6m de altura (Figura 5), que têm em seu interior uma haste (rosca sem fim) que é movimentada através de um motor de passo controlado por computador. Um *software* foi utilizado para controlar o motor ligado à haste, a qual é conectada a um êmbolo que se movimenta verticalmente no interior da caixa. Dentro da caixa, sobre o êmbolo, era colocado o sedimento úmido que seria posteriormente lançado no escoamento. Uma tubulação de diâmetro de 1”, proveniente do ramal da alimentação, após o medidor de vazão, foi responsável pelo abastecimento de água no interior da caixa. No fundo da caixa foi instalado um dreno, sempre aberto durante o reabastecimento de sedimentos, para que o material que passa por entre os lados do êmbolo não fique acumulado na parte inferior da caixa.





Figura 5 - Dispositivo de alimentação de sedimentos instalado no modelo físico da UHE Melissa  
Fonte: Chella, 2002

Uma das funções do *software* utilizado era manter a velocidade de subida, isto é, a taxa de transporte de sedimento afluyente constante, mas também foi utilizado para posicionar corretamente o êmbolo para o reabastecimento de material móvel. O êmbolo percorria uma distância vertical de 0,29 m, a uma velocidade de 0,07929 mm/s, durante uma hora. Após completar esse percurso, o êmbolo era rebaixado à posição original para reabastecimento do sedimento.

Como não havia dados sedimentométricos disponíveis do rio Melissa, a autora estimou um valor alto para a descarga sólida, tendo como base os relatos de pessoas ligadas à usina e fotos mostrando o grau de assoreamento do reservatório, sendo adotado o valor base de 2000 mg/L no protótipo, o que resulta numa descarga sólida de 0,00726 L/s no modelo. A vazão imposta nos ensaios correspondeu a 60% da vazão máxima que passa pelo vertedouro da usina, o que resulta em 96,30 m<sup>3</sup>/s, que, a partir da escala de vazões, equivale a 5,45 L/s no modelo. O ensaio de lançamento de material sólido no modelo foi de 24 h, o que corresponde a 84h51min no protótipo.

A autora concluiu que o lançamento do material sólido através do alimentador de sedimentos não resultou como desejado. Esperava-se a ocorrência de transporte por arraste, mas o material se depositou em forma de uma grande duna, interrompendo o processo de transporte para jusante. Apenas uma quantidade mínima da fração mais fina do material conseguiu alcançar a região próxima à barragem. Assim, ela apresenta que a localização do alimentador de sedimentos é extremamente importante, sendo que a utilização de um agitador do escoamento, o qual permite causar turbulência, pode melhorar o transporte de sedimento no

modelo. Observou também que é necessário rebaixar o nível de instalação do alimentador, para que o sedimento caia quase no mesmo nível do escoamento. Assim, a ação prejudicial da componente vertical da velocidade do sedimento alimentado seria reduzida. Percebeu, através de registros fotográficos que, no protótipo, o assoreamento deve ter ocorrido através da sedimentação do material transportado em suspensão, já que não se notava a presença de dunas visíveis no reservatório, enquanto que no modelo reduzido, a configuração dos depósitos ao final do teste mostrou que o transporte ocorreu predominantemente por arraste, mas de forma muito precária. Outro ponto discutido é que a imposição de uma alta concentração de sedimentos, com a finalidade única de acelerar o processo de transporte e assoreamento, não dá bons resultados. Uma alimentação com baixa concentração pode conduzir a uma melhor distribuição dos depósitos, mas o inconveniente seria o tempo de teste para se conseguir um volume razoável de depósitos.

Souza (2006) realizou um trabalho experimental de assoreamento em modelo físico, o qual ele denominou de armadilha de sedimentos, ou seja, esse modelo na verdade não era um modelo reduzido de nenhum protótipo, sendo apenas um aparato experimental construído em laboratório, cujo objetivo era comparar o resultado experimental com o modelado numericamente, a fim de validar o programa computacional MIKE 21C. A armadilha construída auxiliou na pesquisa de transporte de sedimentos e assoreamento de reservatórios, proporcionando diferentes configurações de vazão nos canais afluentes, descarga de sedimento e abertura de vertedor. A armadilha foi construída com paredes e fundo em acrílico. A deposição de sedimento pôde ser registrada através de fotografias tiradas de diferentes ângulos, ao longo do processo de assoreamento. Utilizando equipamento de velocimetria a laser, o autor obteve os campos de velocidade instantânea em várias regiões do reservatório e para o conhecimento do padrão do escoamento de água em seu interior, para a vazão afluente experimentada. O abastecimento de água foi feito por canal prismático construído em acrílico. O sistema de alimentação de areia (material usado no assoreamento) consistia de um reservatório elevado, o qual continha o sedimento, e um sistema de transporte do material até o canal, o qual utilizava ar comprimido até os canais, sendo a descarga sólida constante. A vazão ensaiada foi de  $0,002 \text{ m}^3/\text{s}$  e a descarga de areia, com  $d_{50}$  igual a  $0,12 \text{ mm}$ , foi definida em  $2,0 \text{ g/s}$ , o que representou uma concentração média de  $1 \text{ g/L}$  na extremidade de montante do canal, local de lançamento. O assoreamento foi realizado durante 72 horas, sendo que durante esse período o processo foi filmado e fotografado e as dunas de sedimentos foram medidas. No programa MIKE 21C foi simulado numericamente o processo do assoreamento da armadilha. Neste programa, as equações de conservação de massa e

quantidade de movimento são reduzidas às equações de Saint-Venant em duas dimensões no plano horizontal e integradas na vertical. Efeitos tridimensionais, chamados de escoamentos secundários, são mantidos de forma simplificada através de um modelo de escoamento helicoidal. O equacionamento também adota hipóteses de distribuição hidrostática de pressão na vertical e velocidade zero junto às paredes, fazendo com que o modelo seja aplicável a escoamentos de águas rasas e gradualmente variados. A formulação de Engelund e Hansen (1967) para transporte de sedimentos, dentre as oferecidas no programa, apresentou os melhores resultados na reprodução do trabalho experimental. O autor conclui que houve semelhança entre os resultados experimentais e os simulados, tanto para o padrão do escoamento no interior da armadilha quanto para a deposição de sedimentos, o que permitiu avaliar o programa MIKE 21C como ferramenta útil no estudo e na estimativa do assoreamento de reservatórios.

## **4 METODOLOGIA**

### **4.1 Modelagem física do assoreamento na PCH Salto do Paraopeba**

#### **4.1.1 Descrição da PCH Salto do Paraopeba**

A PCH Salto Paraopeba teve sua barragem construída na década de 50, no rio Paraopeba, afluente da margem direita do rio São Francisco. A usina entrou em operação em 1956 com duas unidades geradoras, sendo a primeira composta por gerador de 1.500 kW e turbina do Tipo Francis, e a segunda constituída por gerador de 970 kW e turbina tipo Francis geminada (SPEC, 2011).

A CEMIG assumiu a operação dessa usina na década de 2000, sendo que nessa época a operação já se dava com bastante interferência do depósito dos sedimentos, até ser paralisada, situação em que se encontra hoje.

Em 2011, foi desenvolvido um projeto básico de repotenciação dessa usina, com vistas a retomar a sua operação. Nesse projeto, previu-se a inclusão de um reforço no maciço, algo que foi executado no 2º semestre de 2017, e de uma descarga de fundo, com ampliação de sua capacidade de geração para 12 MW de potência instalada. Foi também verificada a segurança do extravasor, concluindo-se pela sua segurança para cheias de até 1000 anos de recorrência, desde que operando com os vãos livres, por isso, foi retirada uma passarela que atravessava a barragem, bem como também foram retirados os pilares de sustentação dessa passarela. Na

Tabela 6 e na Tabela 7 estão apresentadas características e vazões notáveis da PCH Salto Paraopeba. Na Figura 6 está apresentado um arranjo do vertedor da PCH.

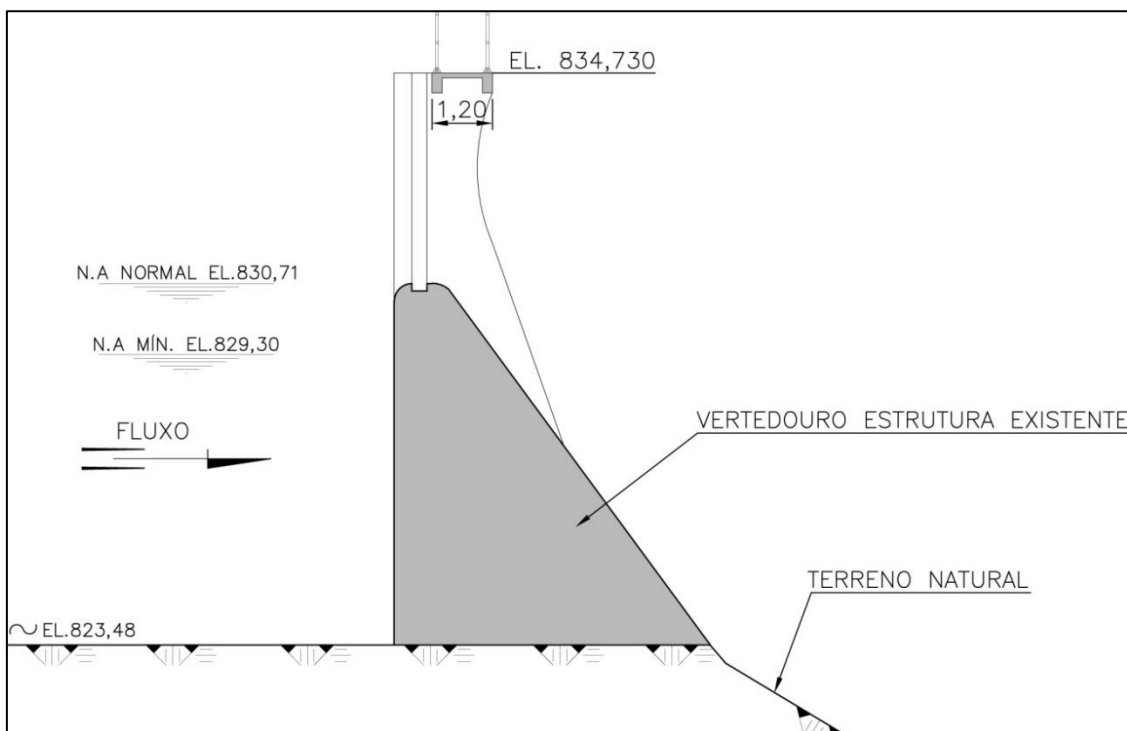
**Tabela 6 - Detalhes das PCH Salto do Paraopeba**

Item	Valor
Área de drenagem (km <sup>2</sup> )	2.485
Tempo de concentração (h)	12,10
Nível de água máximo normal no reservatório (m)	830,71
Nível de água máximo normal de jusante (m)	812,05

**Tabela 7 - Vazões afluentes e respectivos níveis de água (NA) previstos no vertedor da PCH Salto Paraopeba**

	Dados de mínimas				Dados de máximas								
	Histórica	Q <sub>7,10</sub>	Q <sub>95</sub>	Média									
Q (m <sup>3</sup> /s)	5,6	10,5	13,8	47,8									
Cota do NA (m)	830,83	830,89	830,92	831,20									
Ano de recorrência	Dados de máximas												
	2	5	10	25	50	100	500	1000	10000				
Q (m <sup>3</sup> /s)	378,7	606,1	778,2	1005,6	1177,7	1349,7	1749,3	1921,3	2492,9				
Cota do NA (m)	832,66	833,38	833,87	834,46	834,87	835,27	836,13	836,48	837,57				

Fonte: Adaptado de SPEC, 2011

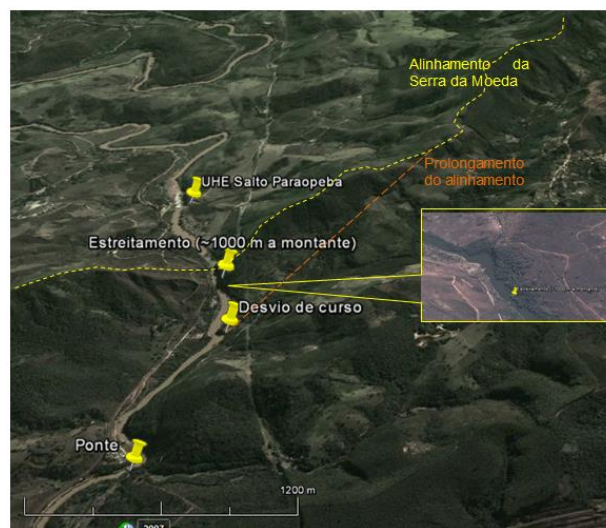


**Figura 6 - Seção transversal do vertedor da PCH Salto do Paraopeba**  
 Fonte: Adaptado de SPEC, 2011

#### 4.1.2 Projeto do modelo reduzido da PCH Salto do Paraopeba

O modelo reduzido da PCH Salto do Paraopeba encontra-se no Centro de Pesquisas Hidráulicas (CPH) da UFMG e é um produto do convênio de pesquisa e desenvolvimento entre a UFMG e a Companhia Energética de Minas Gerais (CEMIG). O projeto básico e executivo do modelo físico foi desenvolvido pela TEC3 Geotecnia e Recursos Hídricos Ltda (TEC3). Mais detalhes desse projeto podem ser consultados em Carvalho et al. (2014), sendo que aqui nesse texto serão apresentados apenas os mais importantes, já que o projeto do modelo reduzido não configura um dos objetivos dessa tese.

O domínio do modelo reduzido corresponde do barramento até 200 m a sua jusante e a 1000 m a sua montante, pois esse ponto se trata de uma seção de controle hidráulico (escoamento crítico), como apresentado na Figura 7, e também limita uma zona de sedimentação.



**Figura 7 - Domínio do modelo reduzido da PCH Salto do Paraopeba**  
Fonte: TEC3, 2015

Para o dimensionamento do modelo, a TEC3 utilizou os princípios da semelhança hidráulica (item 0), os quais envolvem obter semelhança em aspectos geométricos, cinemáticos e dinâmicos. Julien (2002) observa que manter semelhança cinemática e dinâmica só é possível em escala real. Portanto, é necessário observar qual dos fenômenos (gravitacionais ou viscosos) é mais importante preservar no modelo. Nos processos que envolvem transporte de sedimentos, as condições cinemáticas do escoamento são muito importantes. No caso do assoreamento de reservatórios, a maior parte do transporte é realizada durante as cheias, em que se observam condições de escoamento turbulentas, quando as forças viscosas são negligenciáveis.

Porém, a resistência ao escoamento é significativamente afetada pela rugosidade da superfície formada pelos sedimentos, e conseqüentemente o transporte de sedimentos. A resistência ao escoamento será afetada pelas forças viscosas caso o escoamento seja classificado como hidraulicamente liso, ou seja, o diâmetro representativo dos sedimentos ( $d_{50}$ ) seja inferior a um terço da espessura da camada limite ( $\delta$ ). Caso o  $d_{50}$  dos sedimentos apresente-se superior a  $6\delta$ , o escoamento será hidraulicamente rugoso e a resistência ao escoamento dependerá exclusivamente da submergência relativa dos sedimentos ( $h/d_{50}$ ) elevada a um expoente  $m$ , que, no caso da fórmula de Manning, é igual a  $1/6$ .

A TEC3 (2015) observou que, para o  $d_{50}$  dos sedimentos de 0,06 m, o qual foi obtido em Vale et al. (2013), até 4,0 Pa de tensões de cisalhamento o escoamento é hidraulicamente liso, em 4 Pa o escoamento estará na transição de liso para rugoso. Esta condição (4 Pa) predomina no trecho simulado para vazões de cheias a partir de 25 anos de recorrência.

Segundo Julien (2002), modelos em que a escala vertical ( $z$ ) é diferente das escalas do plano ( $xy$ ) são usualmente necessários quando se aborda o problema de transporte de sedimentos. Por isso, o modelo reduzido foi construído em escala distorcida, como apresentado na Tabela 8. Todas as escalas do modelo foram calculadas conforme a metodologia proposta por Julien (2002), seguindo semelhança quanto ao número de Froude.

**Tabela 8 - Grandezas e escalas admitidas no projeto do modelo reduzido da PCH Salto do Paraopeba**

Grandezas	Símbolo	Escala	Valor real	Valor no modelo
<b>Geométricas</b>				
Comprimento	$x_r$	99,3	1200 m	12,1 m
Largura	$y_r$	99,3	600 m	6,0 m
Profundidade	$z_r$	25,0	30 m	1,2 m
Diâmetro do grão	$ds_r$	0,40	0,060 mm	0,151 mm
Área da Seção	$A_r$	2.500	398 m <sup>2</sup>	0,159 m <sup>2</sup>
Volume	$V_r$	246.635	197.174	0,79 m <sup>3</sup>
<b>Cinemáticas</b>				
Tempo (escoamento)	$t_r$	19,86	56 anos	2,82 anos
Tempo (leito)	$tb_r$	2.483	56 anos	198 h
Velocidade	$U_r$	5,0	5,0 m/s	1 m/s
Velocidade cisalhante	$U_{*r}$	2,5	2,5 m/s	1 m/s
Velocidade de sedimentação	$\omega_r$	2,5	2,5 m/s	1 m/s
Descarga	$Q_r$	12.416	47,8 m <sup>3</sup> /s (média)	3,8 L/s
			2.492,9 m <sup>3</sup> /s (10.000 anos)	200,8 L/s

**Tabela 8 - Grandezas e escalas admitidas no projeto do modelo reduzido da PCH Salto do Paraopeba**

<b>Dinâmicas</b>					
Massa	$M_r$	246.635	246,6 kg	1 g	
Pressão	$p_r$	25	25 m.c.a.	1 m.c.a	
Tensão de cisalhamento	$\tau_{0r}$	6,3	6,3 Pa	1 Pa	
Força	$F_r$	246.635	246,6 kN	1 N	
<b>Adimensionais</b>					
Declividade	$S_r$	0,25	0,25%	1%	
Coefficiente de Darcy-Weisbach	$f_r$	0,25	0,25	1	
N° de Froude	$Fr_r$	1	1	1	
N° de Reynolds	$Re_r$	125	2.000	16,0	
Parâmetro de Shields	$\tau_r$	1	1	1	
N° de Reynolds do grão	$Re_{*r}$	1	1	1	
Diâmetro adimensional do grão	$ds_{*r}$	1	1	1	
Densidade dos sedimentos	$(G-1)_r$	15,8	2,650	1,105	

Fonte: TEC3, 2015

O modelo reduzido foi construído pela usinagem da superfície primitiva do reservatório em blocos de isopor de alta densidade, com dimensões de 1,60 m x 1,00 m x 0,50 m, que foram alinhados lado a lado e sobre os quais foi aplicada fibra de vidro. Estes blocos foram dispostos sobre platibandas posicionadas em níveis a 1,50 m de altura a partir do piso do laboratório. Estas platibandas foram compostas por estruturas metálicas basculáveis.

Na Figura 8 está apresentado modelo construído. Está apresentada também a barragem, a qual foi construída com um traço de cinco latas de borracha de PVC (material utilizado como sedimento, o que será descrito a seguir) para duas latas e meia de argamassa, sendo que as camadas da barragem foram alteadas de 5 a 7,0 cm, pois senão a massa acabava escorregando, além disso, esperou-se a camada anterior secar para colocar a próxima.

O sedimento utilizado para simular o assoreamento é um material granulado de PVC, o qual é um material produzido industrialmente, com vantagens de ser insolúvel e atóxico, cuja massa específica varia de 1,300 t/m<sup>3</sup> a 1,500 t/m<sup>3</sup>, sendo sua granulometria apresentada na Figura 9.



Figura 8 - Vista do modelo reduzido da PCH Salto do Paraopeba

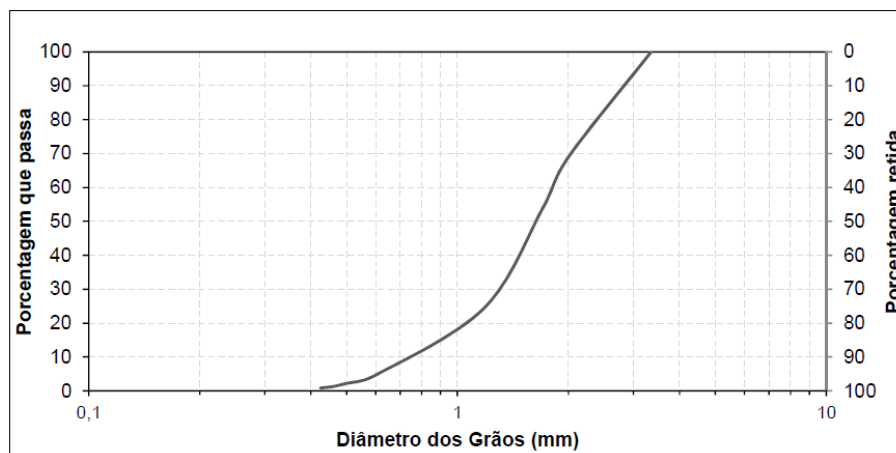
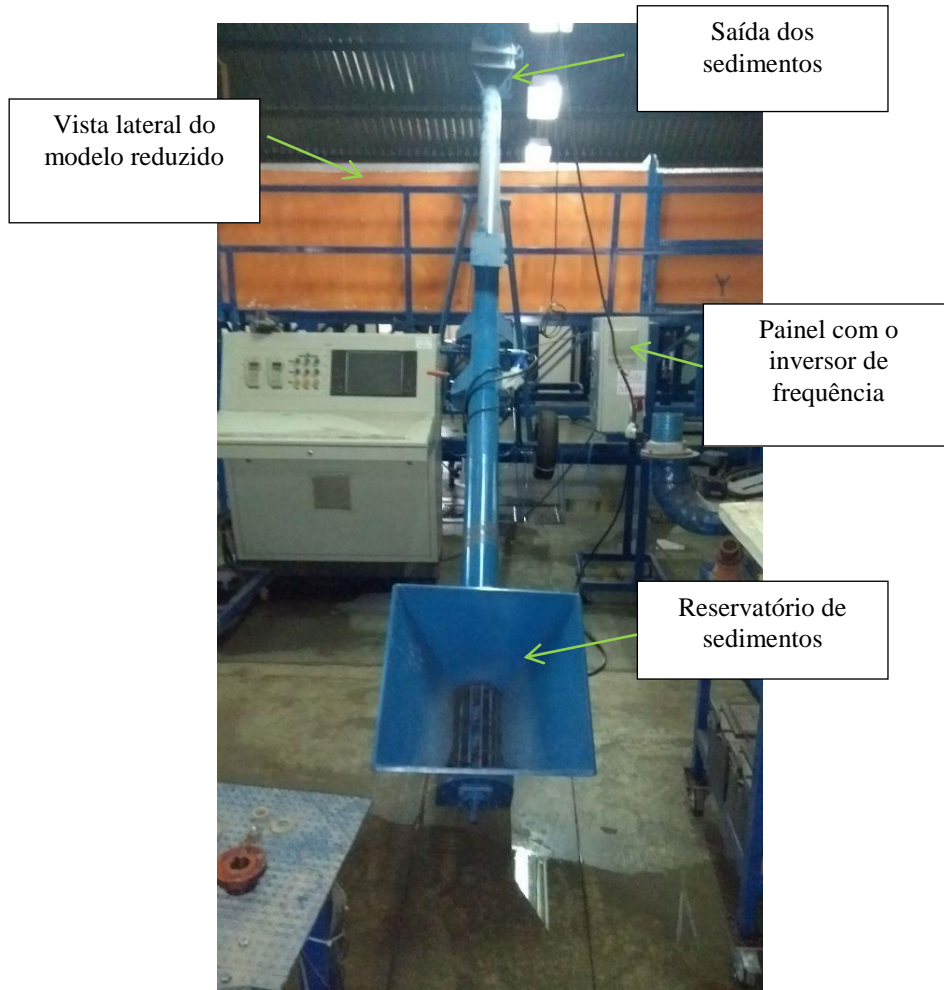


Figura 9 - Curva granulométrica da borracha usada no modelo reduzido da PCH Salto do Paraopeba  
Fonte: Campello, 2017

A alimentação dos sedimentos foi feita através de um equipamento dosador de sólidos (Figura 10), o qual é composto por uma rosca sem fim acoplada a um silo, que por sua vez é acionada por um motor com velocidade variável através de inversor de frequência. Antes de se realizar os experimentos, elaborou-se uma curva de calibração (frequência x descarga sólida) para utilização na operação do modelo.





**Figura 10 - Dosador de sólidos responsável por alimentar o modelo reduzido com sedimentos**

O circuito hidráulico disponível para realização dos testes no modelo reduzido é composto por uma bomba modelo EHF 150-25, existente no CPH. A água recalçada ia para um reservatório (Figura 11), o qual está imediatamente antes da entrada do modelo reduzido. A variação das vazões produzidas pela bomba foi realizada com uso de inversor de frequência, sendo que há acoplado ao sistema um medidor de vazões eletromagnético.



**Figura 11 - Reservatório de água que alimentou o modelo reduzido**

Uma característica importante para simulação numérica do escoamento no modelo reduzido é o Coeficiente de Manning (n), por isso, ele foi determinado antes da construção da barragem. Para isso, mediram-se quatro vazões e suas respectivas profundidades em três seções ao longo do modelo. A primeira é logo na entrada do modelo, sendo uma seção de controle crítica. As outras duas seções foram escolhidas por promover mais facilidade para medições das profundidades.

No programa HEC-RAS, inseriu-se a geometria do reservatório do modelo (conforme item 4.3.1.1), sendo que as seções onde foram medidas as profundidades da água são a 28, 19 e 10, apresentadas na Figura 12. Essas seções estão distantes aproximadamente 4,0 m uma da outra. No HEC-RAS, arbitraram-se coeficientes de rugosidades de Manning até se estabelecer profundidades simuladas próximas das lidas no modelo. Promoveram-se simulações para as quatro vazões ensaiadas adotando-se regime permanente de escoamento. Adotou-se escoamento crítico como condição de contorno tanto para a seção de montante quanto para a de jusante.

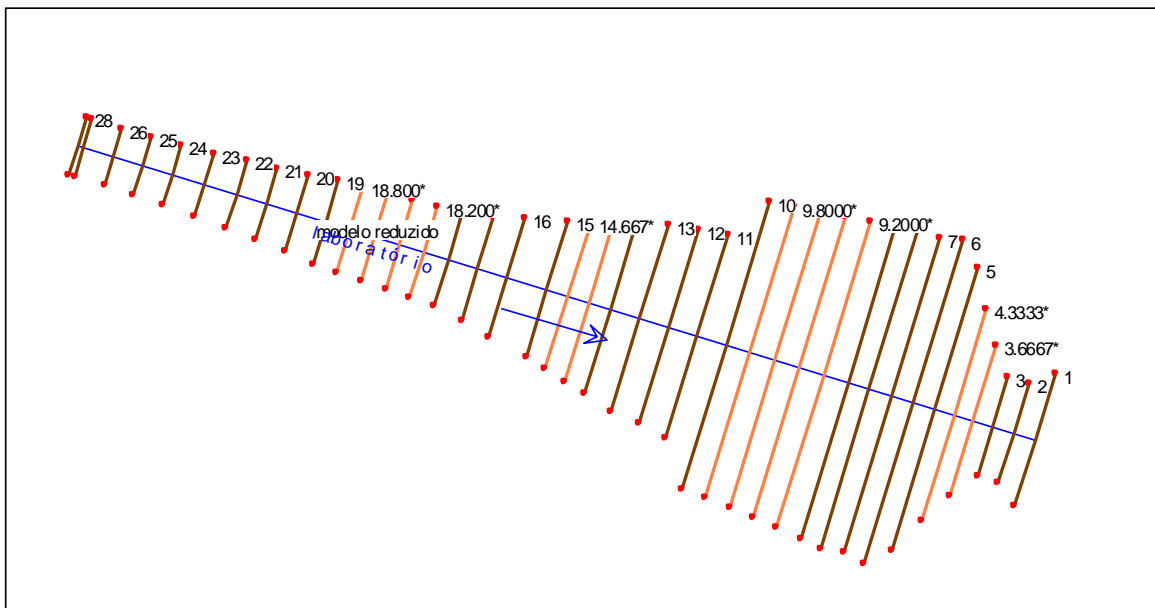
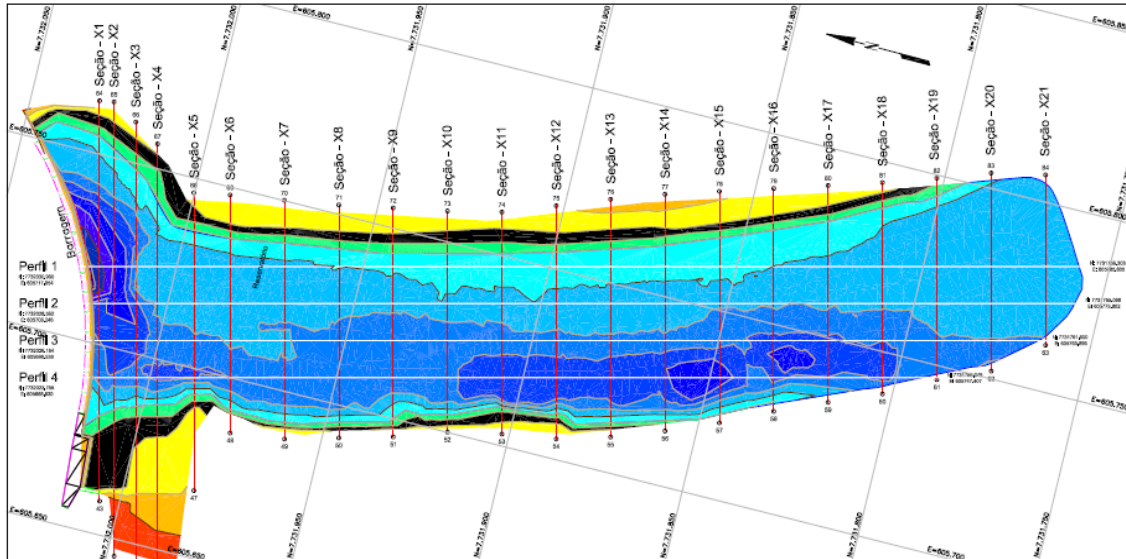


Figura 12 - Geometria do modelo reduzido inserida no HEC-RAS

#### 4.1.3 Simulação do assoreamento no modelo reduzido da PCH Salto do Paraopeba

Com o modelo físico já construído, primeiramente, avaliou-se sua eficiência para simular o assoreamento ocorrido no protótipo. Para isso, foi necessário se conhecer a batimetria da PCH em data posterior a 1956, que é a data da geometria primitiva da usina, para a qual foi

construído o modelo. Conseguiram-se duas batimetrias, as quais são de 2013 (Figura 13) e 2017 (Figura 14).

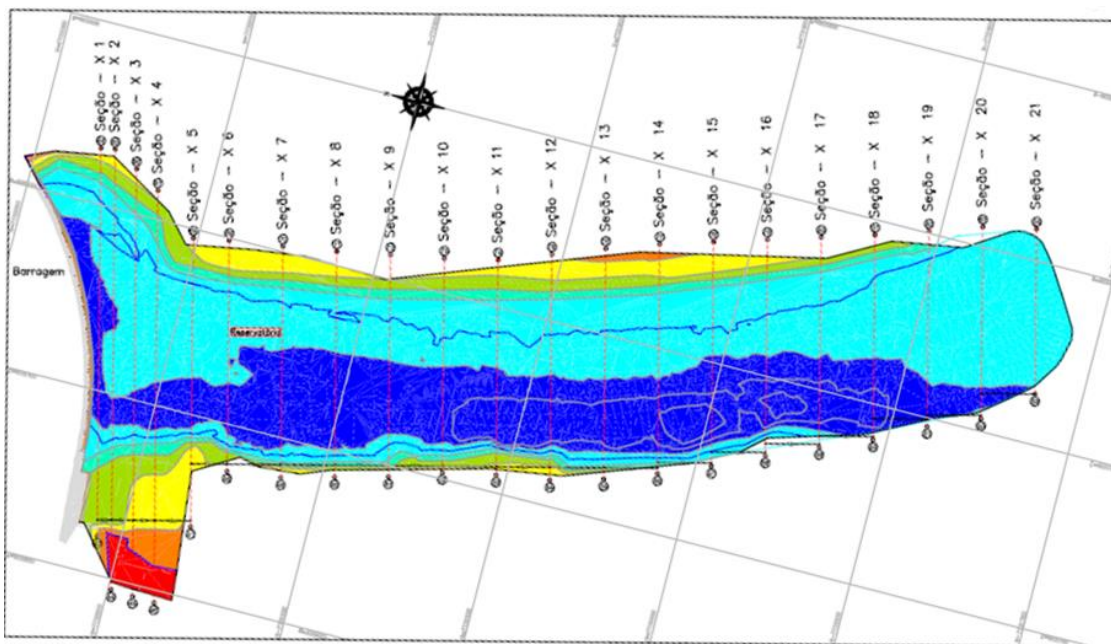


PLANTA  
 Esc. 1:500

Manchas de Elevação Área Molhada			
N°	Menor Cota	Maior Cota	Cor
1	823,60	824,00	■
2	824,00	825,00	■
3	825,00	826,00	■
4	826,00	827,00	■
5	827,00	828,00	■
6	828,00	829,00	■
7	829,00	830,00	■
8	830,00	831,01	■

Manchas de Elevação Área Seca			
N°	Menor Cota	Maior Cota	Cor
9	831,01	832,00	■
10	832,00	833,00	■
11	833,00	834,00	■
12	834,00	835,00	■
13	835,00	835,43	■

Figura 13 - Batimetria do reservatório da PCH Salto do Paraopeba em 2013



Manchas de Elevação Área Molhada			
Nº	Menor Cota	Maior Cota	Cor
1	826,00	827,00	Dark Blue
2	827,00	828,00	Blue
3	828,00	829,00	Light Blue
4	829,00	830,00	Cyan
5	830,00	831,01	Light Cyan

Manchas de Elevação Área Seca			
Nº	Menor Cota	Maior Cota	Cor
6	831,01	832,00	Green
7	832,00	833,00	Light Green
8	833,00	834,00	Yellow
9	834,00	835,00	Orange
10	835,00	835,43	Red

Figura 14 - Batimetria do reservatório da PCH Salto do Paraopeba em 2017

A simulação do assoreamento ocorrido entre os anos de 1956 e 2013, ou seja, 57 anos, no modelo reduzido equivale à 201,0 horas, segundo a escala de tempo do leito (Tabela 8), a qual é 1:2.483. Realizar o experimento de forma ininterrupta nesse intervalo de tempo era inviável e impraticável operacionalmente. Por isso, a simulação do assoreamento para se verificar a eficiência do modelo reduzido em representar o real foi feita entre os anos de 2013 e 2017, ou seja, quatro anos de escoamento no protótipo, o que equivale à 14,11 horas no modelo reduzido, sendo esse intervalo possível de ser executado operacionalmente.

Durante a revisão bibliográfica, buscaram-se artigos nos quais se tenha desenvolvido alguma metodologia de assoreamento em reservatórios de modelos físicos. Contudo, não foi encontrado nenhum trabalho que corroborasse para o objetivo deste estudo. Portanto, com o intuito de se chegar à vazão que deveria ser colocada no modelo e também a quantidade de sedimento e forma de inserção deste, de modo que se pudesse observar o seu carreamento e sedimentação, foram realizados alguns procedimentos experimentais desenvolvidos no modelo.

#### 4.1.3.1 Procedimento 1

Neste primeiro procedimento, foram adotados os dados de vazão e quantidade de sedimento apresentados na Tabela 9.

**Tabela 9 - Tabela do procedimento 1**

<b>Duração (min)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/h)</b>	<b>Rotação (rpm)</b>	<b>Massa de sedimento (kg)</b>
60	78.20	723-725	2.22
		Total	5.80

De modo a manter a vazão constante, citada na Tabela 1, a qual representa a maior vazão no período entre 2013 e 2017, variou-se a rotação da bomba através de um inversor de frequência. Alcançado o valor da vazão, iniciou-se a inserção dos sedimentos. Foram inseridos, aproximadamente, uma descarga sólida 57,0 g/min durante 60 minutos, a cerca de 10,0 m à montante do vertedor. Os sedimentos foram salpicados lentamente na superfície da água, buscando não introduzir uma quantidade concentrada em um mesmo ponto. Após 1,0 h, foi abaixando-se a rotação da bomba de modo que a vazão fosse lentamente diminuída, para que não ocorresse movimentação das massas de sedimento depositadas.

#### 4.1.3.2 Procedimento 2

Neste segundo procedimento, todo o fundo do canal foi preenchido com uma camada de sedimento. A altura da camada em cada seção transversal está indicada na Tabela 10.

**Tabela 10 - Tabela do procedimento 2**

<b>Duração (min)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/h)</b>	<b>Rotação (rpm)</b>	<b>Seção</b>	<b>Dist. entre seções (m)</b>	<b>Altura de sedimento (cm)</b>
30	100	805	1	0,0254	13,0
			2	0,0409	13,0
			3	0,0614	13,0
			4	0,0614	3,0
			5	0,1023	3,0
			6	0,1023	2,0
			7	0,1534	2,0
			8	0,1534	2,0
			9	0,1534	2,0
			10	0,1534	2,0
			11	0,1534	2,0
			Total	1,16	



A rotação da bomba foi definida por tentativa e erro, observando-se a vazão registrada no medidor de vazões conectado a tubulação de recalque do modelo reduzido. Depois de colocado o sedimento, encheu-se o modelo lentamente até a água começar a verter, de forma a não alterar a conformação da camada anteriormente inserida. Com o intuito de se mensurar a parcela de sedimentos que passava pelo vertedor, foi colocada a estrutura apresentada Figura 15, que funciona como um cesto coletor.



**Figura 15 - Cesto para coletar sedimentos**

#### **4.1.3.3 Procedimento 3**

O procedimento três foi iniciado considerando uma camada de sedimento já existente no fundo do canal do modelo, deixada pelo procedimento anterior. As espessuras desta camada podem ser verificadas na Tabela 11. Os pontos 1, 2 e 3 foram considerados olhando para jusante do vertedor, da direita para a esquerda. As seções que se obtiveram apenas um ponto de medição são seções nas quais a camada de sedimento estava bastante estreita.

**Tabela 11 - Tabela do fundo inicial do procedimento 3**

Seção	Dist. entre seções (m)	Espessura da camada de sedimento (cm)		
		Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3
1	0,0254			
2	0,0409	8,8	18,9	10,2
3	0,0614			
4	0,0614	9,7	16,4	7,5
5	0,1023			
6	0,1023	7	3,6	3,7
7	0,1534			
8	0,1534		4,4	
9	0,1534			
10	0,1534		4,5	
11	0,1534			
12	0,1534		4,3	
13	0,1534			
14	0,1534			
15	0,1534			
16	0,1534	0,5	2,5	
17	0,1534			
18	0,1534			
19	0,1534			
20	0,1534	1	1,5	0,9
21	0,1534			

Após a medição da camada de sedimento, o modelo foi cheio lentamente usando uma mangueira até a água começar a verter. Após este processo, iniciou-se o procedimento com as durações e vazões indicadas na Tabela 12, sendo essas vazões as máximas dos anos hidrológicos 2014-15 e 2015-16, respectivamente.

**Tabela 12 - Tabela do Procedimento 3**

Duração (min)	Q (m <sup>3</sup> /h)	Rotação (rpm)
30	44.44	623-627
30	58.88	657-666

Ao término dos 60 minutos, a bomba foi desligada usando do mesmo método já apresentado, buscando-se não alterar a conformação da massa do sedimento.

#### 4.1.3.4 Procedimento 4

Neste procedimento, a seção 20 (Tabela 11) foi completamente preenchida com sedimento. Em seguida, o modelo foi cheio com água utilizando a mangueira. A bomba foi escorvada

com rotação elevada, mas com o registro de recalque fechado. Antes de abri-lo, a rotação da bomba foi diminuída de forma a iniciar o procedimento com uma vazão menor para não desmontar a massa de sedimento inicialmente colocada na seção 20. Após este processo, iniciou-se o teste com a vazão e duração indicadas na Tabela 13, sendo essa a vazão com período de recorrência de dois anos.

**Tabela 13 - Tabela do Procedimento 4**

<b>Duração (min)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/h)</b>	<b>Rotação (rpm)</b>
5	88	730

O procedimento foi finalizado abaixando a rotação da bomba como apresentado no procedimento anterior. Todos os procedimentos citados anteriormente foram realizados com a topografia do modelo reduzido representando o ano de 1956, sendo essa a topografia primitiva do modelo. Porém, ela precisou ser conformada para 2013, sendo esse um ano no qual foi realizada batimetria em campo. Para isso, nas seções transversais apresentadas na Figura 13 (seção X1 a seção X21), fizeram-se suas concordâncias com as seções de 1956 localizadas nas mesmas posições, de forma a se conhecer como era a seção em 1956 e como ela estava em 2013, ou seja, quanto foi a elevação do fundo devido ao assoreamento.

#### **4.1.3.5 Procedimento 5**

No procedimento cinco, iniciou-se a elevação do fundo do canal. Foi feita uma camada de sedimento com altura, em cada seção, de acordo com o Apêndice A. Depois de realizada a conformação do fundo do canal, iniciou-se o teste com escoamento de acordo com a Tabela 14.

**Tabela 14 - Tabela do Procedimento 5**

<b>Duração (min)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/h)</b>	<b>Rotação (rpm)</b>
15	44	623-627
50	32	592-596

Após o início do escoamento, foram inseridos cerca de 10,0 kg de sedimento, na seção 21, à uma taxa de 1 kg/min nos primeiros 10,0 min de escoamento. Ao término do período total de 65,0 min, foram realizadas medições de espessura da camada de sedimento que ficou no modelo.



Após a realização do procedimento cinco, foi refeito o fundo do canal com sedimentos, em conformidade com o fundo de 2013. Desta vez, a camada de sedimento foi revestida com uma película de argamassa de aproximadamente 0,5 cm de espessura, como apresentado na Figura 16.



Figura 16 – Camada de argamassa sobre a borracha

#### 4.1.3.6 Procedimento 6

Com o novo fundo do modelo já pronto, foi realizado o procedimento seis. Neste, inseriu-se o sedimento na seção 21. Os dados de duração, vazão e quantidade de sedimentos testados estão descritos na Tabela 15. As vazões apresentadas são as vazões médias dos anos hidrológicos descritos.

Tabela 15 – Tabela do procedimento seis

Ano hidrológico	Duração (h)	Q (m <sup>3</sup> /h)	Massa de sedimento (kg)
12-13	3,5	6,8	3,04
13-14	3,5	3,0	0,22
14-15	3,5	5,0	1,23
15-16	3,5	7,2	3,52
16-17	3,5	5,3	1,46

## 5 Resultados e Discussão

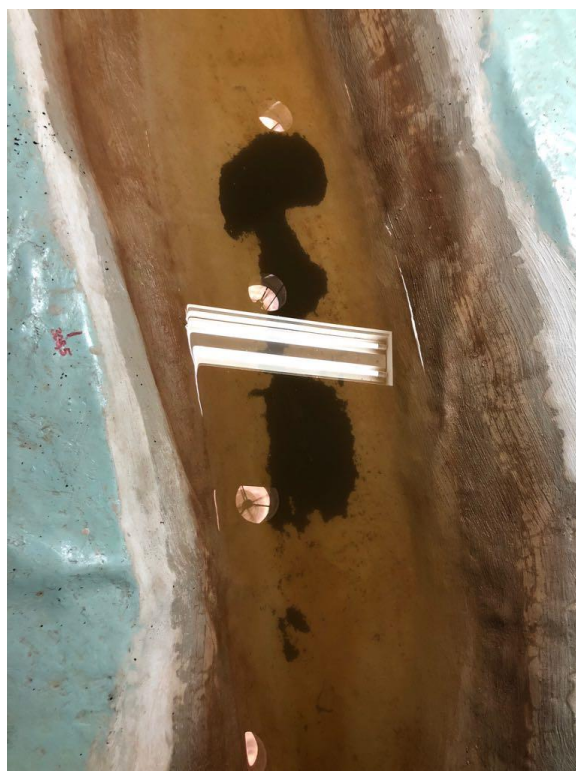
### 5.1 Modelagem física do assoreamento na PCH Salto do Paraopeba

No primeiro procedimento, a vazão de constância foi de aproximadamente 80 m<sup>3</sup>/h, em uma rotação que variou entre 721 e 722 rpm. Após os 60,0 minutos propostos, observou-se um grande assoreamento entre as distâncias 3,1 e 5,2 m à montante do vertedor (Figura 17 e

Figura 18). Esperava-se que o sedimento alcançasse 1,0 m à montante do vertedor, porém, isso não aconteceu. Pressupõe-se que a razão desse acontecimento foi o acúmulo de sedimento que ocorreu no trecho de escoamento fluvial, uma vez que quando a duna era formada, os grãos se aglutinavam, impedindo os deslocamentos da borracha.



**Figura 17 - Sedimentos próximos ao vertedor**



**Figura 18 - Sedimentos mais distantes ao vertedor**

No procedimento dois, a vazão foi mantida em, aproximadamente, 100,0 m<sup>3</sup>/h, com uma rotação de 805 rpm. A bomba ficou ligada por 20 minutos, entretanto foi verificado que aos três minutos de experimento já havia vertido grande parte do sedimento no modelo, exceto dentro da tomada d'água, onde a borracha permaneceu sem muitas alterações, como pode ser visto nas Figura 19 e Figura 20. Outro fato observado foi a formação de um vórtice no fundo do reservatório, próximo ao vertedor, à direita do fluxo de escoamento. Esse vórtice provocou ressuspensão dos sedimentos e o seu posterior vertimento. No final, foram recolhidos cerca de 6,0 kg de material no cesto de contenção.



**Figura 19 - Início do procedimento**



**Figura 20 - Término do experimento**

O terceiro procedimento tiveram duas vazões diferentes, as quais ficaram constantes nos seus devidos tempos. Após uma hora, houve deslocamento de sedimento em direção à margem direita do modelo, aumentando-a perceptivelmente, como pode observar-se na Tabela 19. Um vórtice também foi criado, no primeiro momento mais levemente, no segundo de forma mais acentuada. As Figuras 21 e 22 mostram o perfil final e demonstram de forma simples o resultado.

**Tabela 169 - Medições Finais**

Seção	Dist. entre seções (m)	Espessura da camada de sedimento (cm)		
		Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3
1	0,0254			
2	0,0409	3	11,6	2
3	0,0614			
4	0,0614	11	13	5
5	0,1023			
6	0,1023	11,9	5,2	3
7	0,1534			
8	0,1534		4	
9	0,1534			
10	0,1534		4	
11	0,1534			
12	0,1534		3	
13	0,1534			
14	0,1534			
15	0,1534			
16	0,1534	3	2,5	
17	0,1534			
18	0,1534			
19	0,1534			
20	0,1534	2	1	1
21	0,1534			





**Figura 21 - Início do procedimento**



**Figura 22 - Término do Procedimento**

No procedimento quatro foi construída uma barreira de sedimentos em uma distância de 2,5 m do vertedouro (Figura 23). Encheu-se com uma mangueira o canal, neste momento já foi percebido um pequeno movimento da borracha. Quando a vazão de 88,0 m<sup>3</sup>/h foi iniciada, todo o conjunto de material sofreu um arraste, o qual foi responsável pela deposição de grãos no modelo mudando o fundo dele (Figura 24). Observou-se também a criação de um vórtice, porém, desta vez este fato não teve grande interferência na elevação de sedimentos.



**Figura 23 – Foto da barreira**



**Figura 24 – Final do Procedimento**

O quinto procedimento se iniciou com o fundo do ano de 2013 formado pelo sedimento. Ligou-se a bomba na vazão de 44,0 m<sup>3</sup>/h e foi inserido, na seção 21, aproximadamente 10,0 kg de borracha distribuídos em 12,0 min. Inicialmente foi observado um grande deslocamento de massa no fundo do canal e a aparecimento de um vórtice que, de maneira mais leve do que as vistas anteriormente, suspendeu e verteu o material. Em um segundo momento, modificou-se a vazão para 32,0 m<sup>3</sup>/h. Em disparidade com a primeira parte do experimento, observou-se pouca movimentação e o surgimento de um vórtice de baixa intensidade. Segue a Tabela 20 com os resultados observados e as Figuras 25 e 26 que demonstram o antes e depois de dois trechos.

**Tabela 17 – Resultados Procedimento Cinco**

Seção	Dist. entre seções (m)	Espessura da camada de sedimento (cm)					
		Ponto 1	X1	Ponto 2	X2	Ponto 3	X3
1	0,0254						
2	0,0409	26	9,5	14,6	54,1	7,5	84,2
3	0,0614						
4	0,0614	1,4	4,5	24,1	29,2	20,1	56,9
5	0,1023						
6	0,1023	10,9	8,8	21	36,5	14,8	62
7	0,1534						
8	0,1534	7,5	9,2	0,2	22,6	5,8	32,1
9	0,1534						
10	0,1534	5,9	12,3	0,3	21,2	2,5	36,5
11	0,1534						
12	0,1534	9,6	11	5,9	17,8	2,2	34,4
13	0,1534						
14	0,1534	10,1	13,1	9,5	17,8	2,8	33,1
15	0,1534						
16	0,1534	9	17	13,1	22,4	4	35,5
17	0,1534						
18	0,1534	10	15,1	16	23,9	10,2	39,1
19	0,1534						
20	0,1534	8,7	17,5	14,8	34,1	5,7	57
21	0,1534						





**Figura 25 – Imagens início do experimento**



**Figura 26 – Final do experimento**

O sexto procedimento foi realizado com o fundo de 2013. Inicialmente a bomba foi ligada na vazão de  $21,0 \text{ m}^3/\text{s}$ , esse valor foi obtido a partir do proposto (Tabela 15) multiplicado por três, para melhor visualizar o carreamento. Em um primeiro momento foi somada todas as massas a serem inseridas no canal e se distribuiu essa soma igualmente no tempo. Dessa forma, foram adicionados  $56,0 \text{ g}$  de sedimento a cada  $5,0 \text{ min}$ , sendo no final um total de  $3,5$  horas. Observou-se que o sedimento se deslocava com maior facilidade. Após, a vazão foi mudada para  $12,0 \text{ m}^3/\text{h}$ , dessa vez o fator multiplicador foi quatro pelo mesmo motivo anterior. Nesse momento, nota-se que não há variações no perfil do experimento, então se torna desnecessário manter as  $3,5 \text{ h}$  previstas.



Continuando o procedimento seis, foi observada uma nova vazão de 20,0 m<sup>3</sup>/h, esta foi a proposta (Tabela 15) vezes o mesmo fator de multiplicação da última. Um novo cálculo foi realizado para obter a quantidade de sedimento que deveria ser acrescentada a cada 5,0 min, o que resultou em 29,0 g. Esse parâmetro foi mantido por 1,5 h, na qual foi observado um nítido carreamento (Figuras 27, 28 e 29). No final foram cinco horas e quarenta minutos de experimento e recolheu-se 238,0 g de sedimento no cesto de sedimentos vertidos.



**Figura 27 – Figura durante a execução da primeira parte**



**Figura 28 – Figura durante a execução da segunda parte**



**Figura 29 – Figura durante a execução do terceiro experimento**

## **6 CONCLUSÕES**

Neste trabalho foram testados procedimentos para elaboração de uma metodologia que viabilizasse a simulação do assoreamento ocorrido no reservatório da PCH Salto do Paraopeba. Dentre todos os procedimentos realizados, não foi encontrado alguma metodologia que realmente causasse no modelo reduzido o assoreamento ocorrido na PCH. Grande parte foi devido ao fato da criação de um vórtice dentro do reservatório do modelo, quando se aplicava vazões mais elevadas, de forma que a maioria do sedimento que chegava a se depositar dentro dele era ressuspensionado e acabava vertendo, devido à ação deste fenômeno. Por outro lado, quando se aplicava vazões reduzidas, o escoamento apresentava características de regime fluvial, no qual o sedimento acabava se depositando no mesmo lugar onde era inserido, não sendo arrastado para perto do vertedor, o qual era esperado, visto que foi isso que ocorreu no protótipo. Realizada a modificação do fundo do canal, a situação apresentou uma melhora considerável, tendo uma diminuição do vórtice citado e um aumento na velocidade, o que gera novas possibilidades para a continuação desta pesquisa.

## 7 REFERÊNCIAS

ABDERREZZAK, K. E. K.; MORAN, A. D.; MOSSELMAN, E.; BOUCHARD, J. P.; HABERSACK, H.; AELBRECHT, D. A physical, movable-bed model for non-uniform sediment transport, fluvial erosion and bank failure in rivers. *Journal of Hydro-environment Research*, n. 8, p. 95-114, 2014.

ALBERTIN, L. L.; MATOS, A. J. S.; MAUAD, F. F. Cálculo do volume e análise da deposição de sedimentos do reservatório de três irmãos. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 15, n.4, p. 57-67, 2010.

ANEEL - Agência Nacional de Energia Elétrica. *Guia de Avaliação de Assoreamento de Reservatórios*. Superintendência de Estudos e Informações Hidrológicas. Brasília, DF. 2000.

ANNANDALE, G. Going full circle. *Internacional Water Power Dam Construction*, v. 63, n.4, p. 30–34, 2011.

ARMANINI, A.; SARTORI, F.; TOMIO, G.; CERCHIA, F.; VERGNANI, M. Analysis of a fluvial groynes system on hydraulic scale model. In: PROC. INTERNATIONAL CONFERENCE ON FLUVIAL HYDRAULICS RIVERFLOW, 2010.

BENNETT, S.J.; Wu, W.; ALONSO, C.V.; WANG, S.S.Y. Modeling fluvial response to in-stream woody vegetation: implications for stream corridor restoration. *Earth Surf Process Land*, v. 33, p. 890-909, 2008.

BICALHO, C.C. Estudo do transporte de sedimentos em suspensão na bacia do rio Descoberto. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília - UNB, Brasília, 2006.

BIERI, M. D; MULLER, M.; BOILLAT, J. L.; SCHLEISS, A. J. Modeling of sediment management for the Lavey Run-of-River HPP in Switzerland. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 138, n. 4, p. 340-347, 2012.

BOAS, C. L. M. *O uso múltiplo de reservatórios*. 2005. 170 f. Mestrado em Gestão Econômica do Meio Ambiente, UnB/FACH, Goiânia, 2005.

BRITO, G. M. *Determinação do assoreamento do reservatório da PCH Cachoeirão*. 2013. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG. 2013.

BROMLEY, C. *The Morphodynamics of Sediment Movement through a reservoir during Dam Removal*. PhD Thesis. University of Nottingham, Nottingham. 2008.

BRUNE, G. M. Trap efficiency of reservoirs. *Trans. Am. Geophysical Union*, v. 34 n. 3, p. 407-418, 1953.

CABRAL, J. B. P. Estudo do processo de assoreamento em reservatórios. *Caminhos da Geografia*, v. 14. p. 62-69, 2009.

CARVALHO, N. O. *Hidrossedimentologia prática*. Rio de Janeiro: Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais – CPRM, 1994. 372 p.

CARVALHO, N. O.; FILIZOLA JÚNIOR, N. P.; SANTOS, P. M. C.; LIMA, J. E. F. W. *Guia de práticas sedimentométricas*. Brasília: Agência Nacional de Energia Elétrica. Brasília, 2000a.

CARVALHO, N. O.; FILIZOLA JÚNIOR, N. P.; SANTOS, P. M. C.; LIMA, J. E. F. W. *Guia de avaliação de assoreamento em reservatórios*. Agência Nacional de Energia Elétrica. Brasília, 2000b.

CARVALHO, N. O. *Hidrossedimentologia prática*. 2ª Ed. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 2008. 599 p.

CHELA, M. R. *Simulação física do transporte de sedimentos e assoreamento em reservatórios – Caso da usina hidrelétrica Melissa*. 2002. 134 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica) – Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná. Curitiba, PR. 2002.

CHURCHILL, M. A. Discussion of analysis and use of reservoir sedimentation data. In: PROC. FEDERAL INTER-AGENCY SEDIMENTATION CONF, Denver, pp. 139-140, 1948.

CORTEZ, J. R. Desempenho de modelos numéricos em estudos de assoreamento de reservatórios – caso UHE. 2013. 110 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2013.

DAVINROY, R.D.; GORDON, D.; RHOADS, A.; ABBOTT, J. Sedimentation study of the Missouri river, Copeland Bend, Miles 569 to 564.5. Hydraulic Micro Model Investigation. *Technical Report M10*. US Army Corps of Engineers. 1999.

ESTIGONI, M. V.; MATOS, A. J. S.; MAUAD, F. F. Assessment of the accuracy of different standard methods for determining reservoir capacity and sedimentation. *Journal Soils Sediments*, v. 14, n. 7, p. 1224-1234, 2014.

GAINES, R.A.; MAYNORD, S.T. Microscale loose-bed hydraulic models. *Journal Hydraulic Engineering*, v. 127, p. 335-338, 2001.

GARG, V.; JOTHIPRAKASH, V. Estimation of useful life of a reservoir using sediment trap efficiency. *Journal of Spatial Hydrology*, v.8, n.2, p. 1-14, 2008.

HEALEY, M.O. *Investigation of flood risk e erosion mitigation on the Rangitata river at Klondyke*. PhD Thesis. Lincoln University, 1997.

HO, J.; COONROD, J.; GILL, T.; MEFFORD, B. Case study: movable bed model scaling for bed load sediment exclusion at intake structure on Rio Grande. *Journal Hydraulic Engineering*, v. 136, p. 247-250, 2010.

JULIEN, P. Y. *River mechanics*. 1ª ed. Cambridge, UK: Cambridge University Press, 2002. 456 p.

LOPES, A. V. *Aplicação de métodos de previsão de assoreamento de reservatórios*. 1993. 142 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1993.

MAIA, A. G. *As consequências do assoreamento na operação de reservatórios formados por barragens*. 2006. 271 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil – área de concentração em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, 2006.

MARR, J. D. G.; HILL, C.; JOHNSON, S.; GRANT, G.; CAMPBELL, K.; MOHSENI, O. Physical model study of marmot dam removal: Cofferdam notch location and resulting fluvial responses. *Report to Portland General Electric*, Portland, Oregon. 2007.

MAYNORD, S.T. Evaluation of the micromodel: an extremely small-scale movable bed model. *Journal Hydraulic Engineering*, v. 132, p. 343-353, 2006.

MEFFORD, B.; STOWELL, H.; HEINJE, C. Robles diversion dam high flow and sediment bypass structure, Ventura, California e Physical model study. U.S. *Department of the Interior, Bureau of Reclamation. Hydraulic Laboratory Report HL-2008-7*. 2008.

MEFFORD, B.; GILL, T. Physical hydraulic model proposal for US Army Corps of Engineers Missouri river bend model. U.S. *Department of the Interior, Bureau of Reclamation. Hydraulic Laboratory Report HL-2010-05*. 2010.

MEYER-PETER, E.; MULLER, R. Formulas for bed load transport. *Proceedings, 3rd Meeting of Intern. Assoc. Hydraulic Res. Stockholm*, p. 39-64, 1948.

MINHONI, R. T. A. *Estimativa do assoreamento do reservatório da PCH Pipoca, Minas Gerais*. 2013. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG. 2013.

MIRANDA, R. B. *A influência do assoreamento na geração de energia elétrica: estudo de caso na usina hidrelétrica de Três Irmãos – SP*. 2011. 132p. Dissertação (Mestrado em Ciências da Engenharia Ambiental) – Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2011.

MORAN, A. D.; ABDERREZZAK, K. E. K.; MOSSELMAN, E.; HABERSACK, H.; LEBERT, F.; AELBRECHT, D.; LAPERROUSAZ, E. Physical model experiments for sediment supply to the old Rhine through induced bank erosion. *International Journal of Sediment Research*, v. 28, n. 4, p. 431-447, 2013.

MORRIS, G. L.; FAN, J. *Reservoir sedimentation handbook: design and management of dams, reservoirs, and watersheds for sustainable use*. Eletronic Ver. 1.04. McGraw-Hill. New York, 2010.

PAIVA, E. M. C. D.; PAIVA, J. B. D.; REINERT, D. J. Estimativa do assoreamento do reservatório do DNOS, em Santa Maria – RS. In: XVII CONGRESSO NACIONAL DEL ÁGUA, II SIMPÓSIO DE RECURSOS HÍDRICOS DEL CONOSUR, Santa Fé – Argentina, 1998.

PUGH, C.A. Sediment transport scaling for physical models. In: GARCIA, M.H. (Ed.), *Sedimentation Engineering: Processes, Measurements, Modeling, and Practice*, 2008, p. 1057-1065.

RODGERS, M. T.; LAMM, D. M.; RIIFF, E. H.; DAVINROY, R. D. Sedimentation study of the middle Mississippi river at Herculaneum, Missouri River Miles 156.3 to 149.7 - Hydraulic Micro Model Investigation. U.S. Army Corps of Engineers (USACE). Technical Report MXX. 2003.

SALAS, J. D.; SHIN, H. S. Uncertainty analysis of reservoir sedimentation. *Journal of Hydraulic Engineering*, v.125, n.4, p. 339-50, 1999.

SIMONETT, S.; WEITBRECHT, V. Bed load transport in a physical scale model of two merging mountain streams. In: ROWINSKI, P. (Ed.), *Experimental Methods in Hydraulic Research, Series: Geoplanet: Earth and Planetary Sciences*. Springer, Heidelberg, Berlin, 2011. p. 275-286.

SONG, C. C. S.; YANG, C. T. Modeling of river with sediment transport. IN: PROC. SPECIAL CONFERENCE ON CONSERVATION AND UTILIZATION OF WATER AND ENERGY RESOURCES, San Francisco, 1979.

SOUZA, L. B. S. *Estudo experimental e modelagem numérica do escoamento e do assoreamento em uma armadilha de sedimentos*. 2006. 165 f. Tese (Doutorado em Engenharia Hidráulica) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. 2006.

SPEC Planejamento, Engenharia e Consultoria Ltda. Relatório final do Projeto Básico – PCH Salto Paraopeba. Volume i – Texto. Relatório no. 11.118-RT-GT10-3001. Belo Horizonte: SPEC, 2011.

TEC 3 Geotecnia e Recursos Hídricos Ltda. Relatório técnico do projeto executivo do modelo reduzido da PCH Salto Paraopeba. Volume i – Texto. Relatório no. T14005-018-RL-01-B. Belo Horizonte: TEC 3, 2015.

VILHENA, R. M.; ROIG, H. L.; MENESES, P. R. Determinação do assoreamento de reservatório utilizando técnicas de geoprocessamento, o caso do reservatório de Funil (RJ). In: ANAIS SBSR, Belo Horizonte – MG, 2003.

WALDRON, R. L. *Physical modeling of flow and sediment transport using distorted scale modeling*. 2008. 86 f. Thesis (Master of Science in Civil Engineering) – Louisiana State University and Agricultural and Mechanical College, Louisiana, 2008.

WEI, B. Q.; UCHIJIMA, K.; HAYAKAWA, H. A study on similarity laws of a distorted river model with a movable bed. *Journal Hydrodyn.* v. 13, n. 1, p. 86-91, 2001.

WOIDT, J.; COX, A.; THORNTON, C. Evaluation of sedimentation and erosion trends in the Sacramento river near the M&T/Llano seco pump station. In: PROC. AGU HYDROLOGY DAYS, APRIL 2E5. COLORADO STATE UNIVERSITY, Fort Collins, CO. 2001.

YANG, X. *Manual on Sediment Management and Measurement*. World Meteorological Organization, Operational Hydrology, n. 47, Secretariat of the World Meteorological Organization – Geneva: Switzerland. 2003.

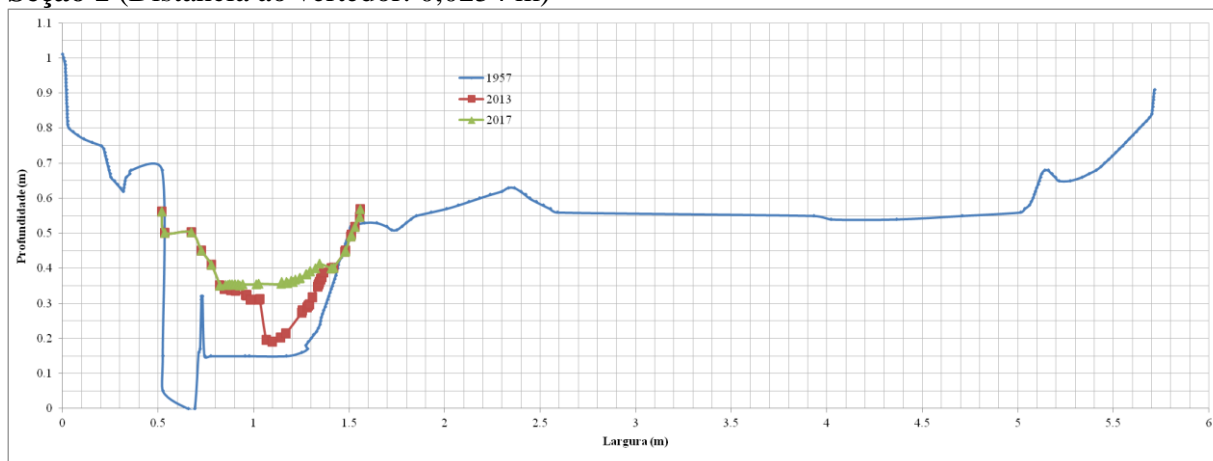


YOUNG, W.; WARBURTON, J. Principles and practice of hydraulic modeling of braided gravel bed rivers. *Journal Hydrology*, v. 35, p. 175-198, 1996.

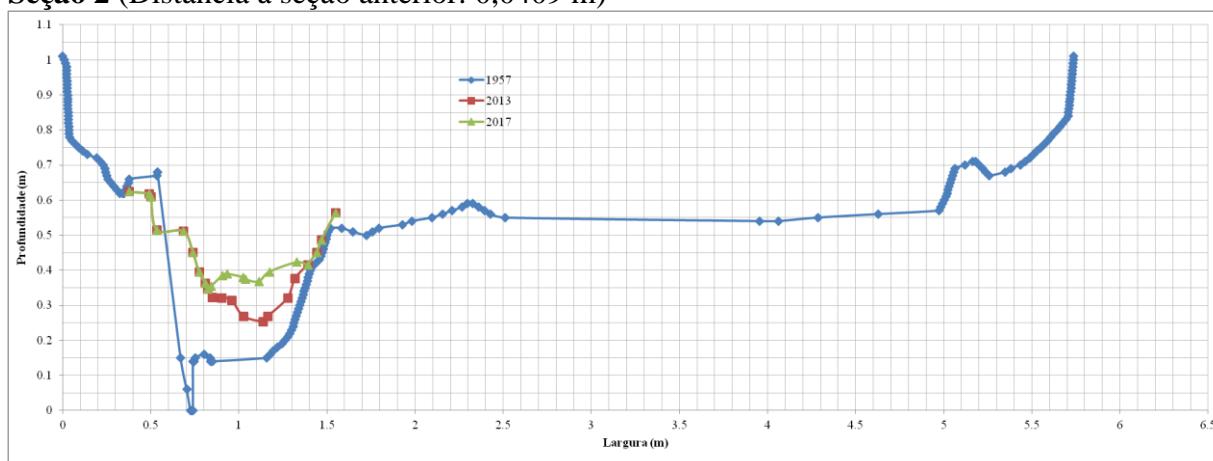
## APÊNDICE A

Referência: Essas seções transversais foram construídas de montante para jusante, ou seja, a largura zero é a margem direita do modelo reduzido.

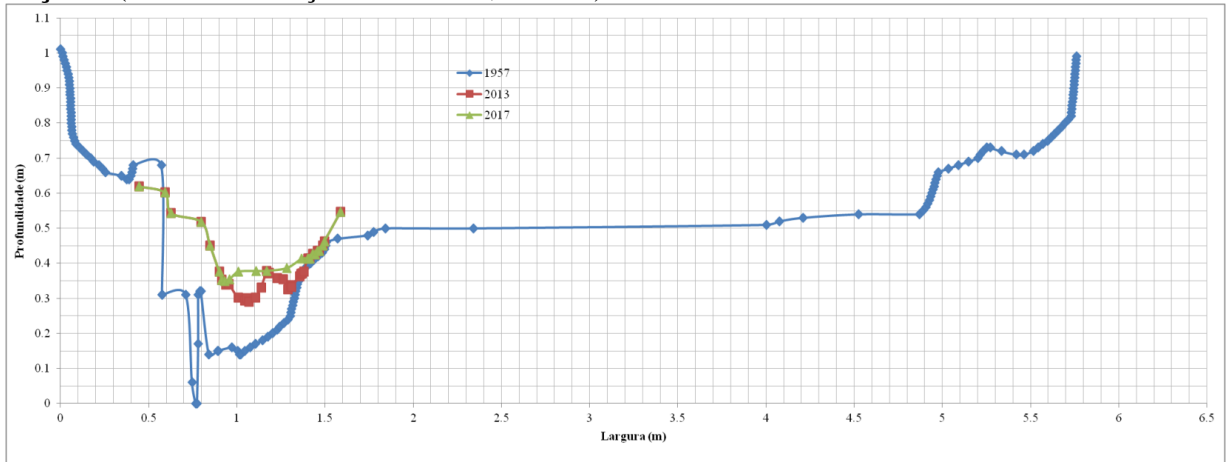
### Seção 1 (Distância ao vertedor: 0,0254 m)



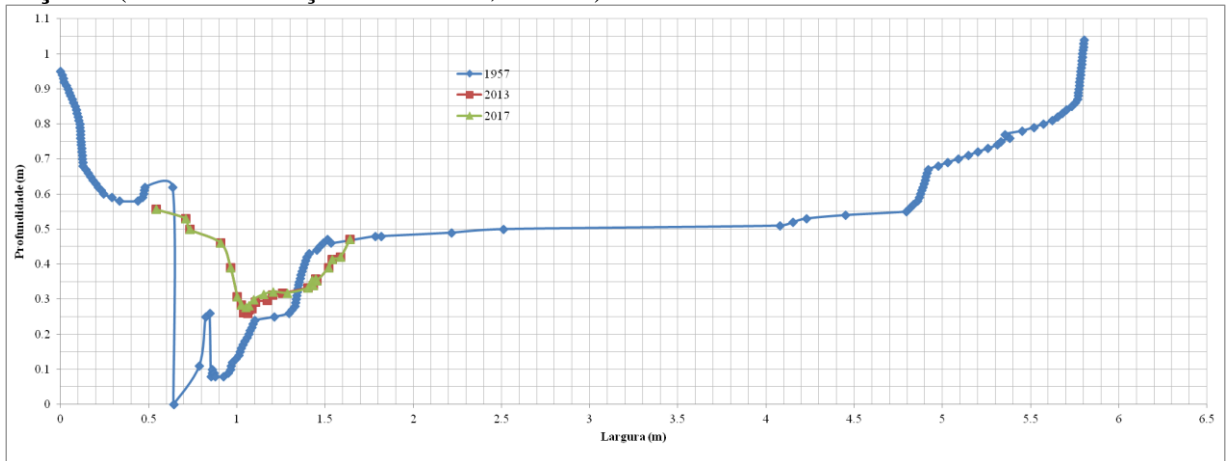
### Seção 2 (Distância à seção anterior: 0,0409 m)



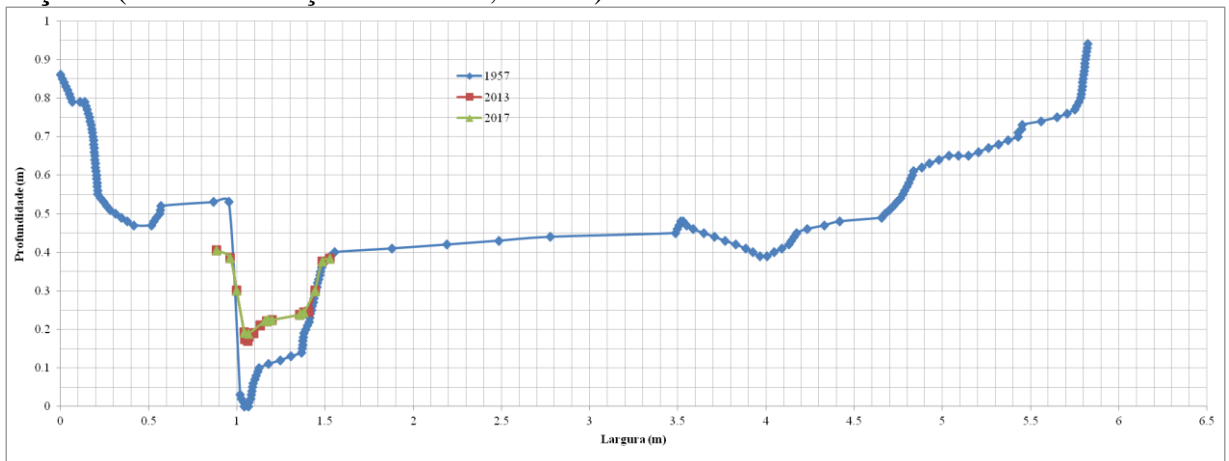
**Seção 3** (Distância à seção anterior: 0,0614 m)



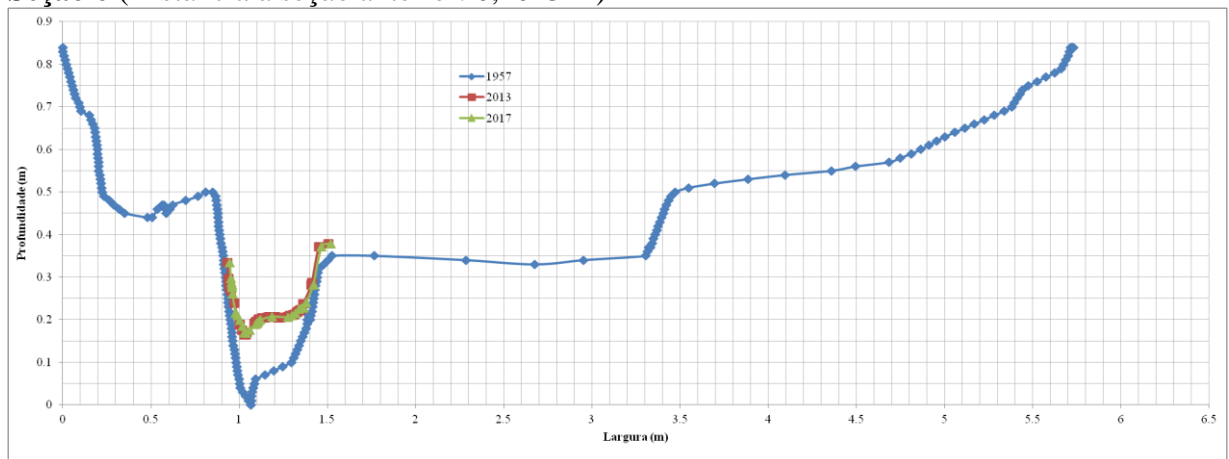
**Seção 4** (Distância à seção anterior: 0,0614 m)



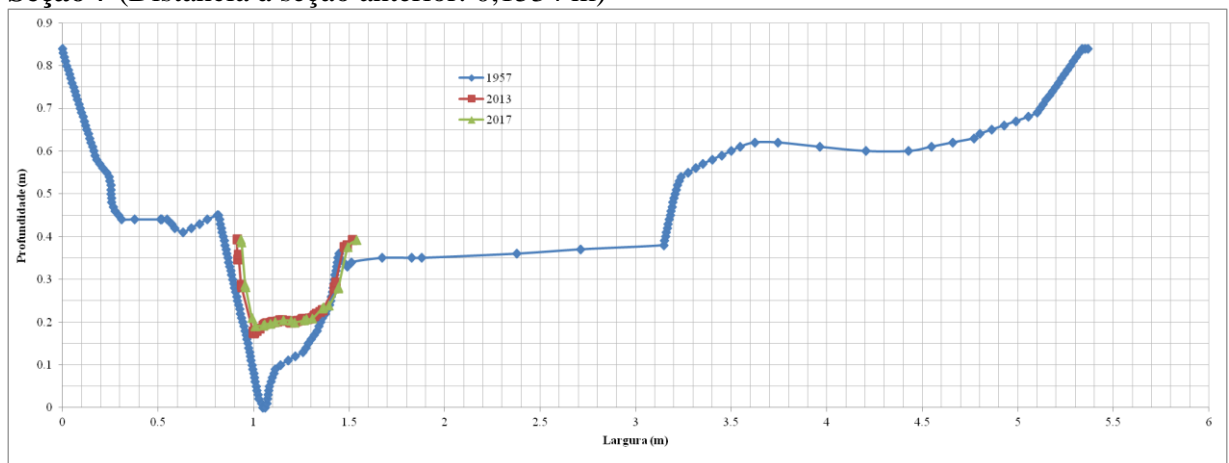
**Seção 5** (Distância à seção anterior: 0,1023 m)



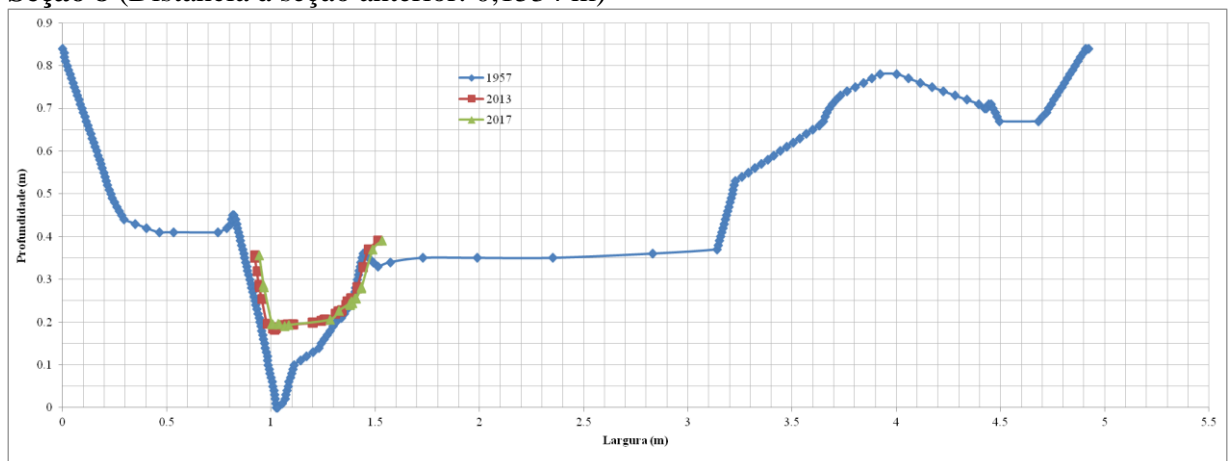
**Seção 6** (Distância à seção anterior: 0,1023 m)



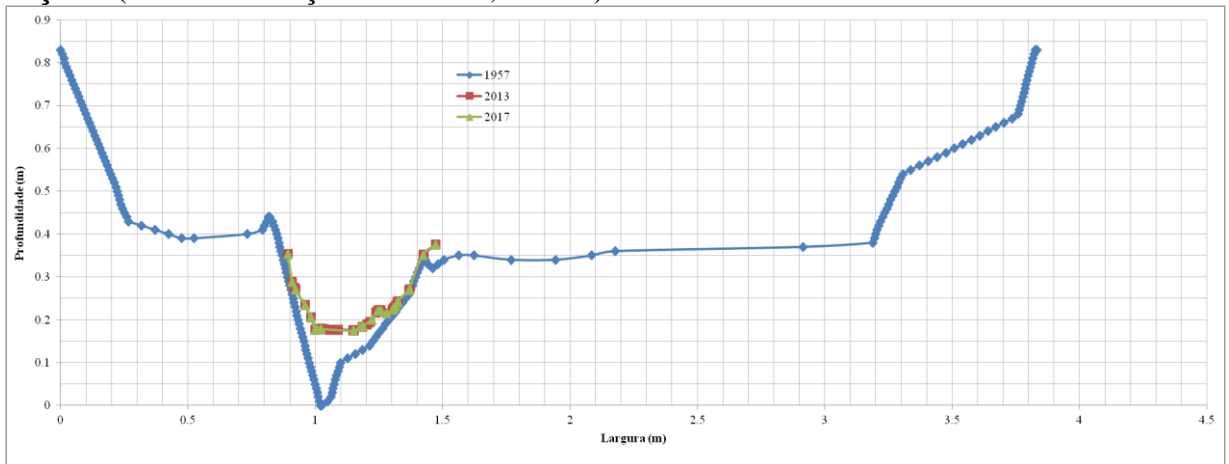
**Seção 7** (Distância à seção anterior: 0,1534 m)



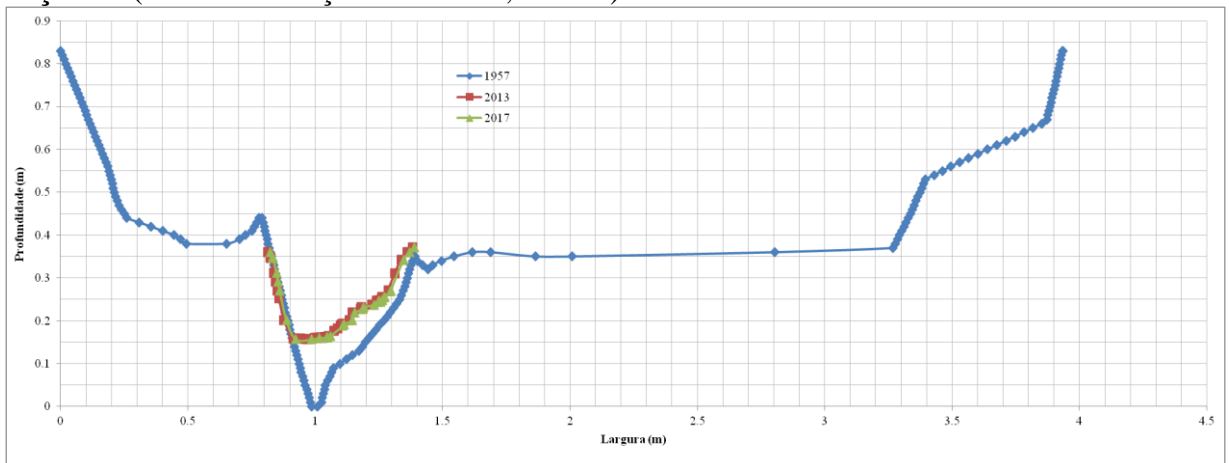
**Seção 8** (Distância à seção anterior: 0,1534 m)



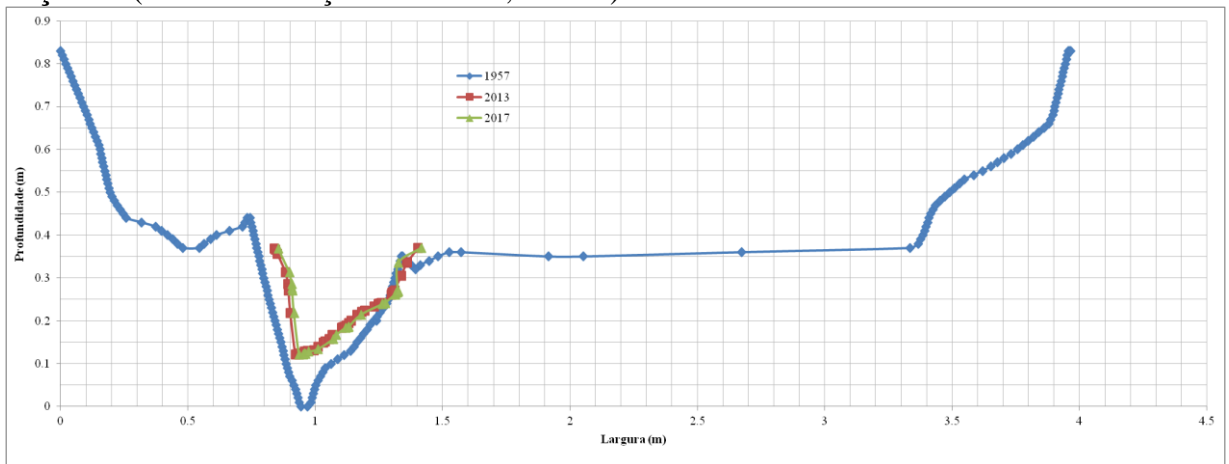
**Seção 9** (Distância à seção anterior: 0,1534 m)



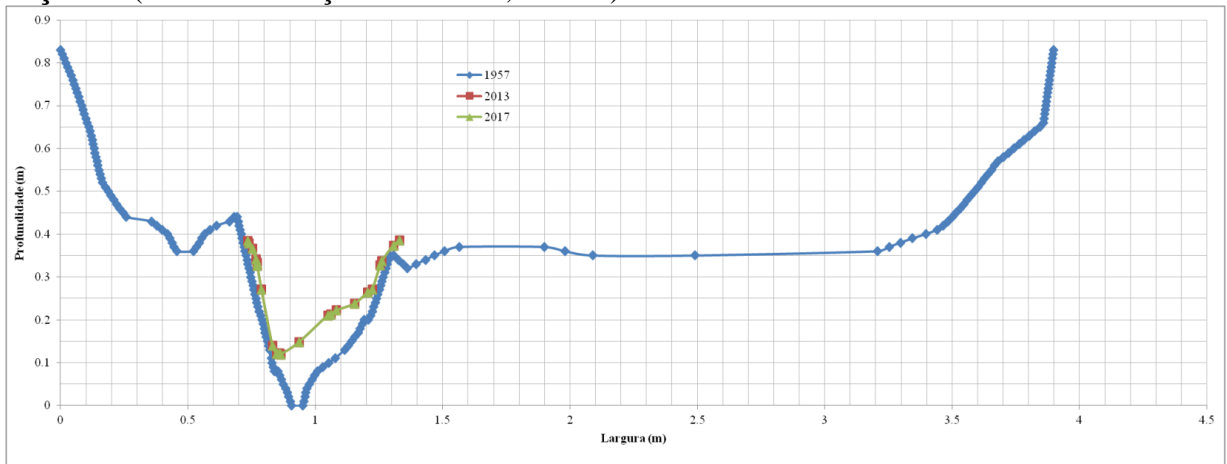
**Seção 10** (Distância à seção anterior: 0,1534 m)



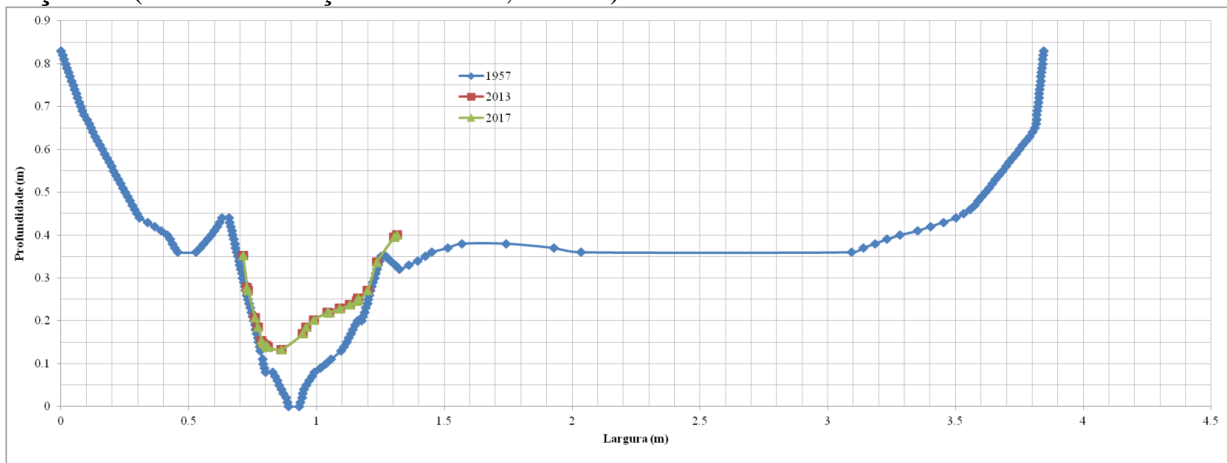
**Seção 11** (Distância à seção anterior: 0,1534 m)



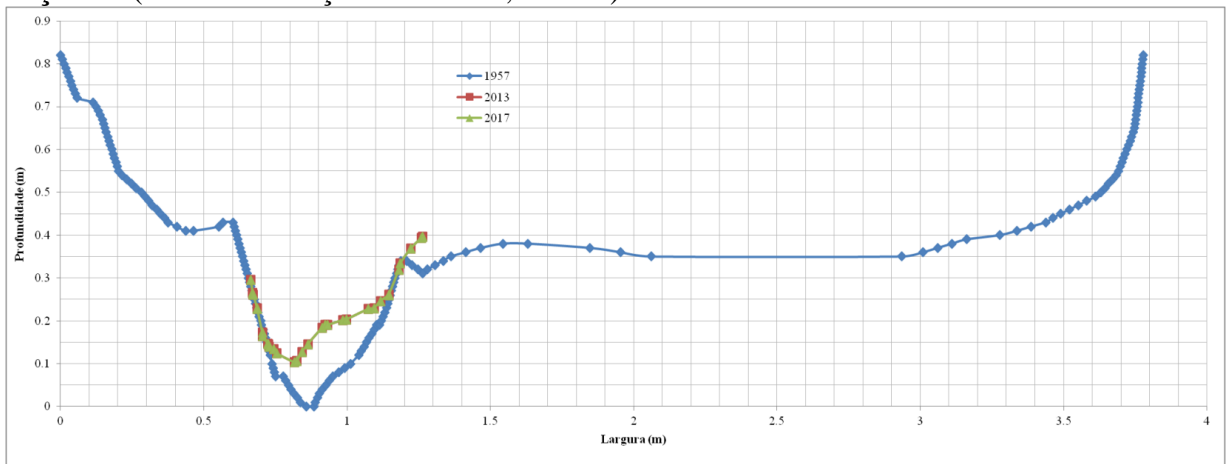
**Seção 12** (Distância à seção anterior: 0,1534 m)



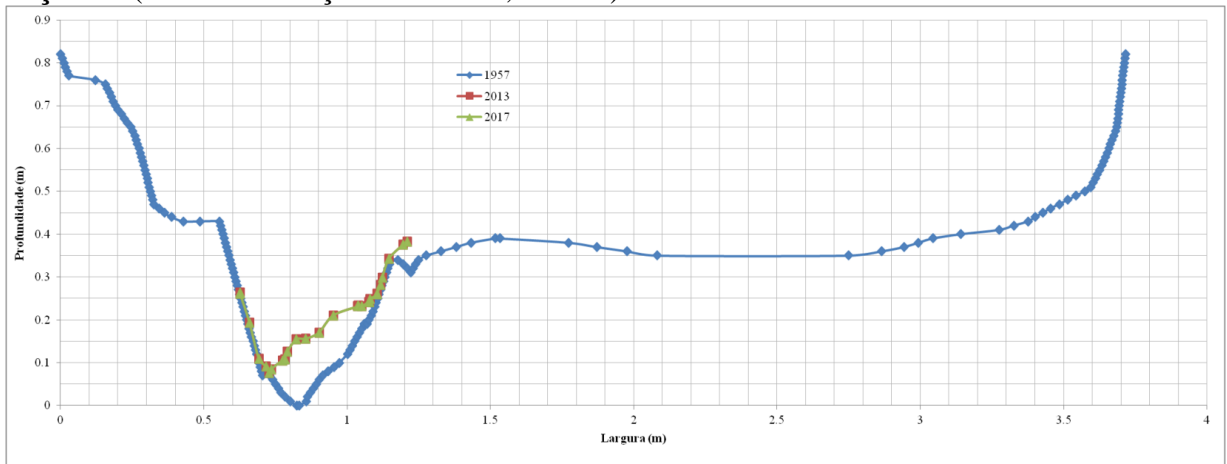
**Seção 13** (Distância à seção anterior: 0,1534 m)



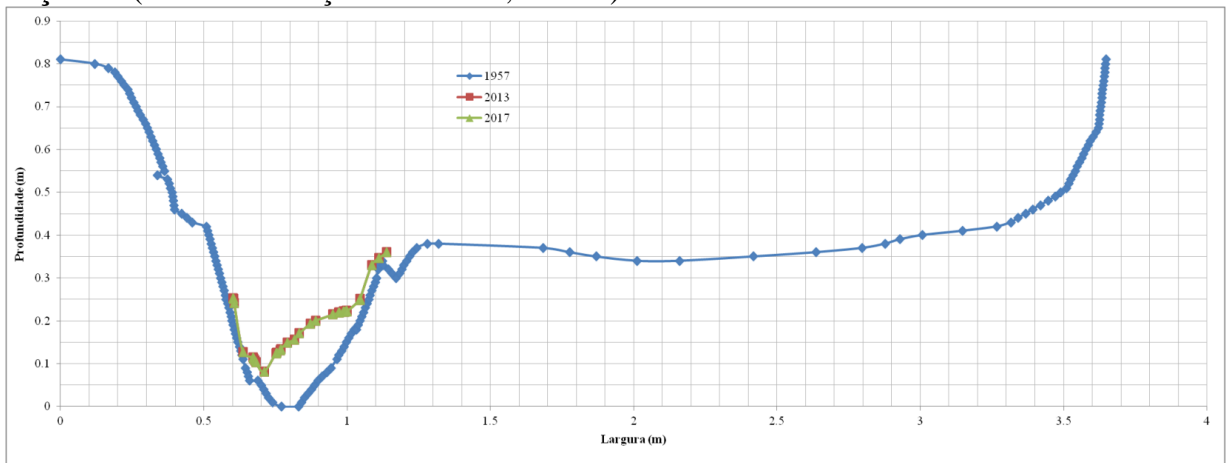
**Seção 14** (Distância à seção anterior: 0,1534 m)



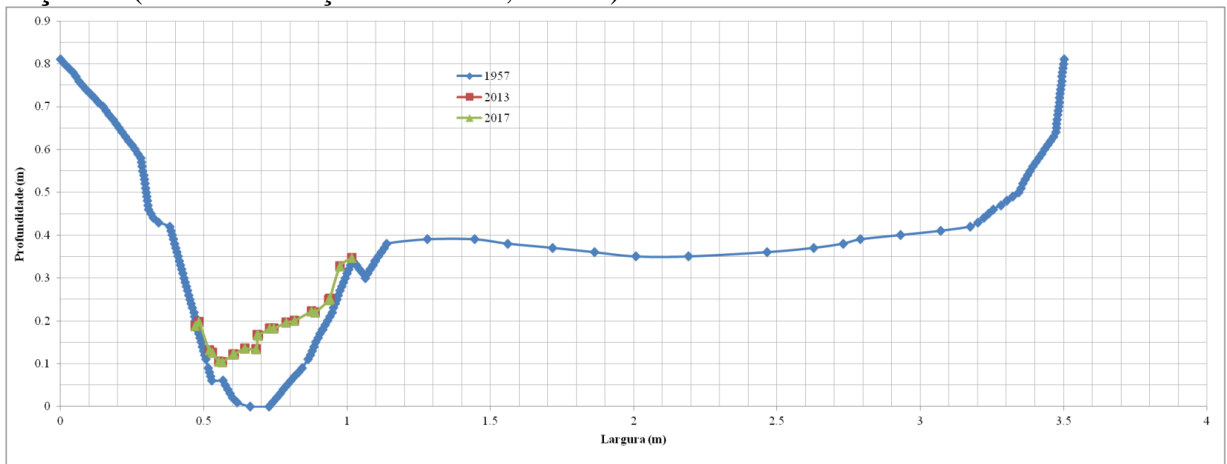
**Seção 15** (Distância à seção anterior: 0,1534 m)



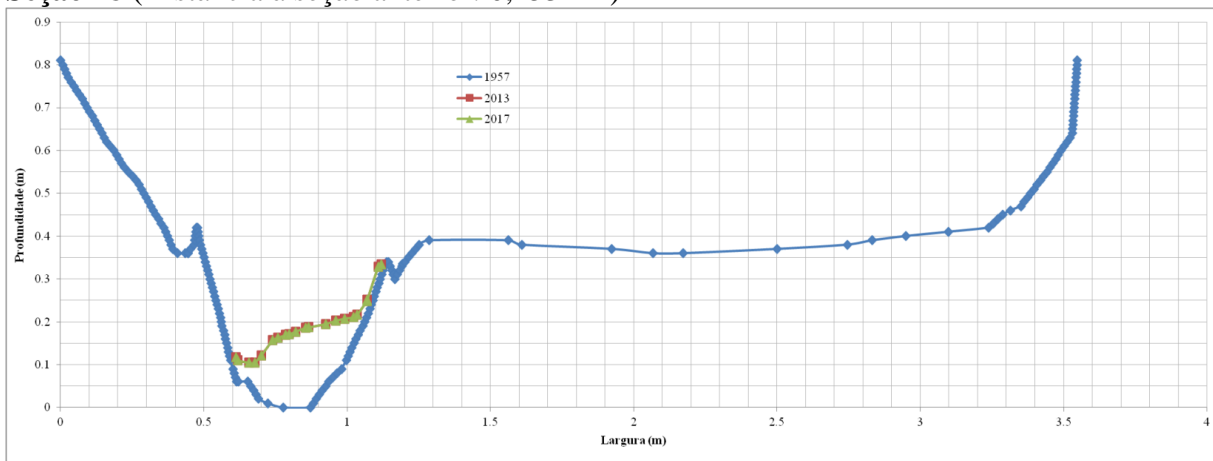
**Seção 16** (Distância à seção anterior: 0,1534 m)



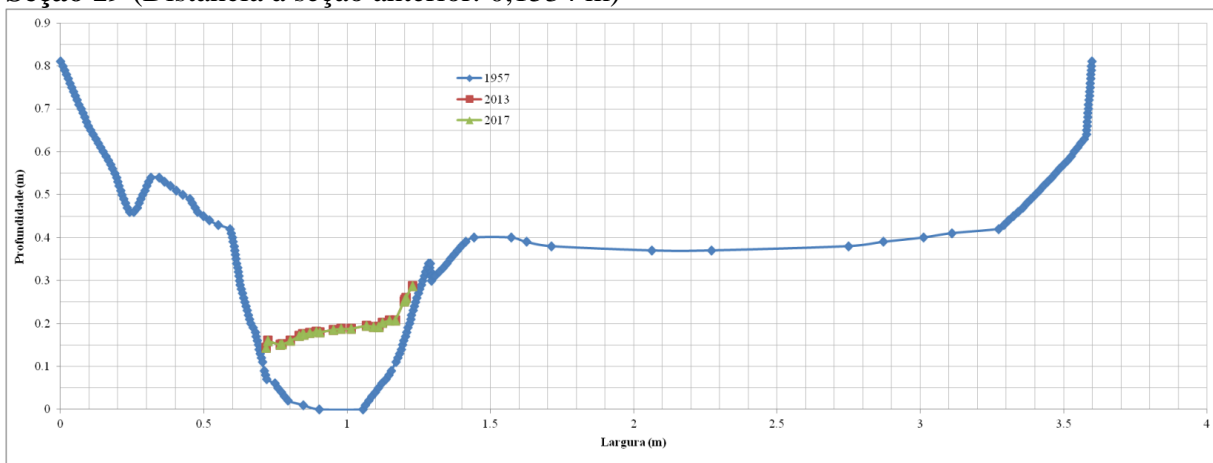
**Seção 17** (Distância à seção anterior: 0,1534 m)



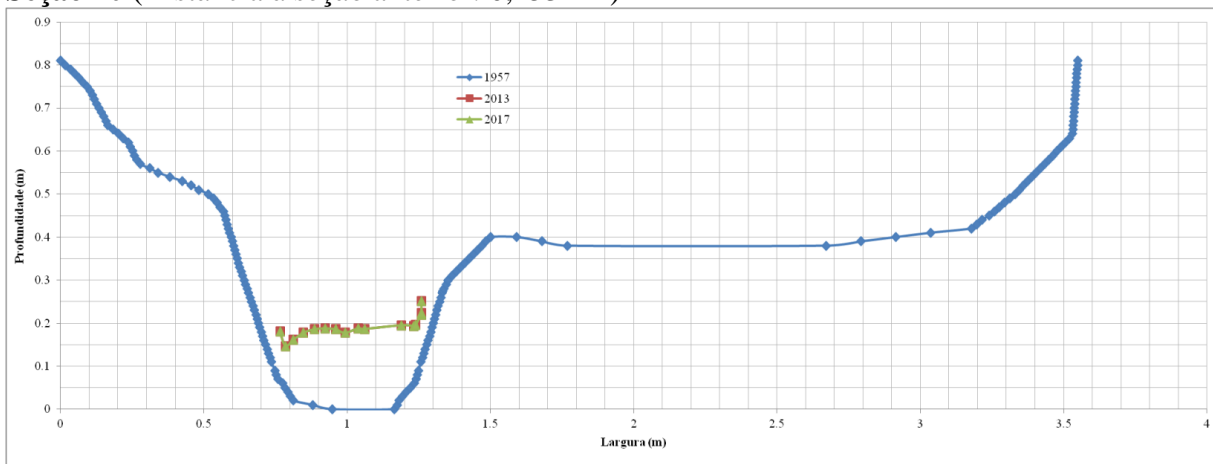
**Seção 18** (Distância à seção anterior: 0,1534 m)



**Seção 19** (Distância à seção anterior: 0,1534 m)



**Seção 20** (Distância à seção anterior: 0,1534 m)





**Seção 21** (Distância à seção anterior: 0,1534 m)

