

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM RECURSOS HÍDRICOS  
E SANEAMENTO AMBIENTAL

FELIPE AZEVEDO PAULO

CARACTERIZAÇÃO DA PERDA DE CARGA E DIMENSIONAMENTO BÁSICO DA  
DESCARGA DE FUNDO TUBO RANHURADO

PORTO ALEGRE

2022

FELIPE AZEVEDO PAULO

CARACTERIZAÇÃO DA PERDA DE CARGA E DIMENSIONAMENTO BÁSICO DA  
DESCARGA DE FUNDO TUBO RANHURADO

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como requisito parcial para a obtenção do grau de mestre.

Orientador: Eder Daniel Teixeira

Coorientador: Aloysio Portugal Maia Saliba

PORTO ALEGRE

2022

### CIP - Catalogação na Publicação

Azevedo Paulo, Felipe  
Caracterização da perda de carga e dimensionamento  
básico da descarga de fundo tubo ranhurado / Felipe  
Azevedo Paulo. -- 2022.  
140 f.  
Orientador: Eder Daniel Teixeira.

Coorientador: Aloysio Portugal Maia Saliba.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do  
Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas,  
Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e  
Saneamento Ambiental, Porto Alegre, BR-RS, 2022.

1. Descarga de fundo. 2. Tubo ranhurado. 3.  
Modelagem híbrida. 4. Coeficiente de perda de carga.  
5. Sedimentação em reservatórios. I. Daniel Teixeira,  
Eder, orient. II. Portugal Maia Saliba, Aloysio,  
coorient. III. Título.

FELIPE AZEVEDO PAULO  
CARACTERIZAÇÃO DA PERDA DE CARGA E DIMENSIONAMENTO BÁSICO DA  
DESCARGA DE FUNDO TUBO RANHURADO

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de  
Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento  
Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do  
Sul, como requisito para a obtenção do grau de mestre.

Aprovado em: Porto Alegre, 20 de Outubro de 2022.

---

Prof. Dr. Eder Daniel Teixeira – UFRGS  
Orientador

---

Prof. Dr. Aloysio Portugal Maia Saliba – UFMG  
Coorientador

---

Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Edith Beatriz Camano Schettini – UFRGS  
Examinadora

---

Prof. Dr. Marcelo Giulian Marques – UFRGS  
Examinador

---

Prof. Dr. Marcelo H. García – UIUC  
Examinador

*Para Lory, Eva, Lia, Júlia, Bóris, Mimo,  
Chrystian, Gabriel Netto e Gabriel Baldissera*

## AGRADECIMENTOS

A humanidade somente consegue se desenvolver a partir da união dos esforços de incontáveis pessoas. Sem a coletividade, somos nada. Portanto, agradeço à Nação Brasileira, que, representada pelo Estado, financia a ciência no país e, em especial, apoiou-me financeiramente através do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico.

Ao meu orientador por fazer possível esta pesquisa, apoiando minhas iniciativas e sempre estando disposto a facilitar tudo que eu precisasse para realizar os experimentos e as simulações.

Ao meu coorientador pelas sugestões e opiniões que me ajudaram a ver a pesquisa desde outras perspectivas.

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul e à Universidad Nacional del Litoral por terem me transformado em um engenheiro.

Ao Laboratório de Obras Hidráulicas por emprestar suas instalações.

À Flow Science, Inc. por fornecer a licença do principal software utilizado nesta pesquisa.

$$\frac{v^2}{2} + gz + \frac{P}{\rho} = \text{constante}$$

(Daniel Bernoulli; **Hydrodynamica**; 1738)

*“Nenhum problema é insolúvel em  
todas as circunstâncias concebíveis.”*

(Isaac Asimov; **A Última Pergunta**; 1956)

## RESUMO

PAULO, Felipe Azevedo. Caracterização da perda de carga e dimensionamento básico da descarga de fundo tubo ranhurado. 2022. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) — Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande Sul, Porto Alegre, 2022.

Entre as medidas de prevenção e mitigação da sedimentação em reservatórios, descargas de fundo se apresentam como uma forma de remover sedimentos que se depositam junto ao barramento e ameaçam o funcionamento de tomadas de água. Dada a restrita remoção de sedimento gerada pelas descargas de fundo tradicionais em condições de descarga pressurizada, diversas estruturas não tradicionais têm sido propostas na última década com o objetivo de melhorar a eficiência de remoção desta técnica. Entretanto, tais pesquisas focaram na capacidade de remoção de sedimentos das estruturas sem fornecer critérios de dimensionamento que permitam projetá-las para que removam a quantidade de sedimentos desejada. Nesta pesquisa, aspectos do funcionamento da descarga de fundo tubo ranhurado relacionados à perda de energia ao longo da estrutura foram caracterizados com o objetivo de subsidiar seu dimensionamento. Isso faz desta investigação a primeira do gênero entre as descargas de fundo não tradicionais para descarga pressurizada desenvolvidas na última década. Os objetivos propostos foram atingidos através de modelagem híbrida, na qual modelagem física foi empregada na obtenção de dados para a calibração de um código numérico. Utilizou-se este código para simular condições de contorno que não poderiam ser concretizadas no modelo físico. A caracterização das variações de energia total, carga piezométrica e taquicarga indicaram que a descarga de fundo tubo ranhurado dissipa, aproximadamente, 60% da energia total do escoamento. A análise de perfis de velocidade e a visualização da turbulência através do critério Q evidenciaram que a dissipação de energia está relacionada, principalmente, à turbulência gerada pelas características geométricas da estrutura. Obteve-se uma equação empírica para estimar o coeficiente de perda de carga singular a partir da análise dimensional das grandezas envolvidas no fenômeno. Além disso, ajustou-se aos dados uma equação teórica para a variação da velocidade ao longo da descarga de fundo encontrada na literatura. O ajuste foi comparado à distribuição de velocidades de uma estrutura similar ao tubo ranhurado. Por fim, os resultados foram relacionados a questões práticas da operação da descarga de fundo em barragens reais e possibilidades de desenvolvimento foram destacadas.

**Palavras-chave:** Descarga de fundo. Tubo ranhurado. Modelagem híbrida. Coeficiente de perda de carga. Sedimentação em reservatórios.

## ABSTRACT

PAULO, Felipe Azevedo. Characterization of the head loss and basic design of the slotted pipe bottom outlet. 2022. Master's thesis (Water Resources and Environmental Engineering) — Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2022.

Among the numerous measures to mitigate and prevent reservoir sedimentation, the use of bottom outlets is a means of removing sediments that deposit near the dam, threatening water intakes. Unfortunately, the scour caused by these structures is limited to its surroundings if pressure flushing occurs. Because of that, several nontraditional bottom outlets have been developed during the last decade to enhance the efficiency of the pressure flushing technique. Nontraditional bottom outlets are accessory structures attached to traditional bottom outlets that enhance sediment scouring with the turbulence generated by their geometric features. Despite recent advances in the field, such investigations have examined the sediment removal capacity of the structures without providing design criteria that might allow them to be dimensioned to generate the intended sediment removal. In this research, aspects of the hydraulic functioning of the slotted pipe bottom outlet related to the hydraulic head loss were characterized to support its design. That makes this investigation the first of its kind among the nontraditional bottom outlets for pressure flushing developed in the last decade. The research objectives were achieved utilizing hybrid modeling, in which physical modeling was employed to acquire data that was used to calibrate a numerical code. This code was utilized to simulate boundary conditions that could not be set in the physical model. The characterization of the total head, the pressure head, and the velocity head variations indicated that the slotted pipe bottom outlet dissipates about 60% of the total energy of the flow. Analyses of velocity profiles and turbulence visualization through the Q-criterion showed that the energy dissipation is mainly related to the turbulence generated by the geometric features of the structure. An empirical model was developed to estimate the local head loss coefficient of the design using dimensional analysis of the variables involved in the phenomenon. Besides that, a theoretical equation for the velocity distribution along the structure found in the literature was fitted to the data. The results were compared to the velocity distribution of a bottom outlet similar to the slotted pipe. Lastly, the results were related to practical considerations regarding the operation of the bottom outlet, and development opportunities were highlighted.

**Keywords:** Bottom outlet. Slotted pipe. Hybrid modeling. Head loss coefficient. Reservoir sedimentation.

## RESUMEN

PAULO, Felipe Azevedo. Caracterización de la pérdida de carga y diseño básico del descargador de fondo tubo ranurado. 2022. Tesis (Maestría en Recursos Hídricos y Saneamiento Ambiental) — Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande Sul, Porto Alegre, 2022.

Entre las medidas de prevención y mitigación de la sedimentación en embalses, descargadores de fondo son una herramienta para remover sedimentos que se depositan junto a la presa. La remoción de sedimentos generada por los descargadores de fondo tradicionales en condiciones de descarga presurizada es muy localizada. Por ello, diversas estructuras no tradicionales han sido propuestas en la última década con el objetivo de mejorar la eficiencia de remoción de esta técnica. Dichas investigaciones enfocaron la capacidad de remoción de sedimento de las estructuras. Sin embargo, no han ofrecido criterios de diseño que permitan proyectarlas para que remuevan la cantidad de sedimentos deseada. En esta investigación, aspectos del funcionamiento hidráulico del descargador de fondo tubo ranurado referentes a la pérdida de energía a lo largo de la estructura fueron caracterizados con el objetivo de permitir su dimensionamiento. Ello hace de esta investigación la primera del género entre los descargadores de fondo no tradicionales desarrollados en la última década para operar bajo presión. Los objetivos propuestos se alcanzaron a través de modelaje híbrido, en el cual se empleó modelaje físico en la obtención de datos para la calibración de un código numérico. Este código fue utilizado para simular condiciones de contorno que no se podrían concretar en el modelo físico. La caracterización de las variaciones de energía total, carga piezométrica y energía cinética indicaron que el descargador de fondo tubo ranurado disipa 60% de la energía total del flujo. El análisis de perfiles de velocidad y la visualización de la turbulencia a través del criterio Q evidenciaron que la disipación de energía está relacionada a la turbulencia generada por las características geométricas de la estructura. Se obtuvo una ecuación empírica para estimar el coeficiente de pérdida de carga singular a partir del análisis dimensional de las grandezas involucradas en el fenómeno. Además, se ajustó a los datos una ecuación teórica para la variación de la velocidad a lo largo del descargador de fondo encontrada en la literatura. Se comparó el resultado a la variación de la velocidad de un diseño similar al tubo ranurado. Por fin, el funcionamiento hidráulico de la estructura fue relacionado con cuestiones prácticas de su operación en presas reales y se señalaron posibilidades de desarrollo.

**Palabras clave:** Descargador de fondo. Tubo ranurado. Modelaje híbrido. Sedimentación en embalses. Modelaje numérico.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Perda de volume anual em algumas regiões do planeta (Fonte: adaptado de Chaudhry e Rehman (2012)).	1
Figura 2: Impactos causados pela sedimentação em reservatórios (Fonte: adaptado de Carvalho et al. (2000)).	7
Figura 3: Canal de fuga do sistema de irrigação do rio Dulce 220 m a jusante do dique Los Quiroga (Santiago del Estero, Argentina). O fundo do canal coincidia com o leito do rio quando a operação do barramento iniciou em 1950 (foto do autor, 2017).	8
Figura 4: Tomada d'água bloqueada por sedimentos e outros detritos durante a construção da barragem Ta Niet no Vietnã (Fonte: adaptado de Schleiss et al. (2016)).	10
Figura 5: Métodos para prevenir e mitigar a sedimentação em reservatórios (Fonte: adaptado de Kondolf et al. (2014)).	11
Figura 6: Perfil longitudinal de erosão causado pela descarga com depleção (adaptado de Lai e Shen (1996)).	14
Figura 7: Vista em planta (a) e em corte longitudinal (b) do cone de erosão provocado pela descarga pressurizada (ANNANDALE; MORRIS; KARKI, 2016).	15
Figura 8: Velocidade longitudinal ao longo do eixo do orifício (a) e linhas isótacas (b) a montante de um orifício circular sem efeitos do fundo e da superfície. $V_r$ (m/s) é a velocidade longitudinal, $V_0$ (m/s) é a velocidade média no orifício, $D$ (m) é o diâmetro do orifício (SHAMMAA et al., 2005).	16
Figura 9: Velocidade longitudinal ao longo do eixo do orifício quando há efeito do fundo; (Fonte: adaptado de Powell e Khan (2015)).	17
Figura 10: Princípio da erosão por descarga pressurizada (Fonte: Powell e Khan (2012)).	18
Figura 11: Remoção de sedimentos do fundo do cone de erosão causada por vórtices: vórtices laterais (a), vórtice maior que substitui os iniciais (b), vórtices aleatórios surgem quando com o processo avança (c), forma final do cone de erosão (d) (Fonte: Powell e Khan (2012)).	19
Figura 12: Esquema do SPSS. 1: tubo ranhurado; 2: região em que água e sedimentos são succionados pelo tubo; 3: tubo de saída; 4: depósito de sedimentos; 5: sedimento escorregando em direção à área de sucção; 6: região de sedimento removido (Fonte: adaptado de Jacobsen (1997)).	21
Figura 13: Teste do SPSS em um reservatório no Nepal em 1994. Foto superior: SPSS coberto de sedimentos antes da operação. Foto inferior: erosão causada pela estrutura (Fonte: adaptado de Jacobsen (1997)).	22
Figura 14: Esquema do tubo ranhurado proposto por Paulo et al. (2021).	22
Figura 15: Estrutura semiconfinada com pilares (Fonte: adaptado de Madadi et al. (2016)).	24
Figura 16: Erosão causada pelos vórtices gerados pela estrutura semiconfinada com pilares e erosão resultante (Fonte: adaptado de Madadi et al. (2016)).	24
Figura 17: Descarga de fundo PSC e cava de erosão que sua operação gera (Fonte: adaptado de Madadi et al. (2017)).	25
Figura 18: Descarga de fundo DBE e a cava de erosão sua operação gera (Fonte: adaptado de Haghjouei et al. (2021)).	26
Figura 19: Palhetas submersas em frente a uma descarga de fundo (Fonte: adaptado de Beiramipour et al. (2021)).	27
Figura 20: Descarga de fundo com vertedouro (Fonte: adaptado de Van der Spuy (2020)).	28
Figura 21: Esquema geral de descargas de fundo: trecho sob pressão (1); trecho à superfície livre (2); tomada de água (3); câmara das comportas (4); tomada de ar (5); saída (6) (Fonte: adaptado de Hager et al. (2021)).	31

Figura 22: Coeficiente de descarga de uma comporta plana (Fonte: adaptado de Hager et al. (2021)).	32
Figura 23: Diferenças na linha de energia do escoamento entre o caso de escoamento sob pressão em todo o conduto (a) e o caso em que há transição para superfície livre (b) (Fonte: adaptado de Hager et al. (2021)).	32
Figura 24: Arranjo típico de controles de descargas de fundo (a): comporta de emergência (1), comporta de serviço (2), e tomada de ar (3) (Fonte: adaptado de Hager et al. (2021)); b: Válvula de cone fixo (Howell-Bunger) (Fonte: adaptado de Novak et al. (2007)).	34
Figura 25: Fontes de vibrações em comportas causadas por descolamento (Fonte: adaptado de Hager et al. (2021)).	34
Figura 26: Formas de admissão de ar no escoamento a jusante de comportas: entrada de ar pela saída do conduto no sentido contrário ao escoamento de água (1), tomada de ar no teto do conduto (2), aerador de fundo (3) (Fonte: adaptado de Hager et al. (2021)).	36
Figura 27: Coeficiente de perda de carga singular em uma curva em função do número de Reynolds baseado no diâmetro interno e na rugosidade das paredes (Fonte: adaptado de Idelchik (2008)).	39
Figura 28: Diagrama de Moody (Fonte: adaptado de Beck e Collins (2016)).	39
Figura 29: Efeito localizado do orifício em (2). A montante de (1) e a jusante de (3), o escoamento não é influenciado pela contração (Fonte: adaptado de Porto (2006)).	40
Figura 30: Escoamento através de uma ranhura infinitamente longa no inferior de um conduto circular. $V_{s,x}$ (m/s) é velocidade através da ranhura na posição $x$ ; $h_{s,x} = hx$ (m) é a diferença de pressão entre o exterior e o interior do conduto na posição $x$ ; $h_{s,0} = h_0$ (m) é a diferença de pressão entre o exterior e o interior do conduto em $x = 0$ m; $V_{s,0}$ (m/s) é a velocidade na ranhura em $x = 0$ m; $V_{p,x}$ (m/s) é a velocidade média no conduto na posição $x$ ; $V_{p,0}$ (m/s) é a velocidade média no conduto em $x = 0$ m (Fonte: adaptado de Jacobsen (1997)).	41
Figura 31: Diferença de pressão adimensional experimental e teórica (Equação 15) ao longo de uma ranhura (a) e coeficiente de perda de carga singular ( $K_s$ ) em função da largura das ranhuras (b) (Fonte: adaptado de Jacobsen (1997)).	42
Figura 32: Abordagens da modelagem híbrida segundo Dewals et al. (2013): modelagem aninhada (a), interconexão de modelos focados em processos específicos (b), validação e extrapolação (c) (Fonte: adaptado de Dewals et al. (2013)).	49
Figura 33: Fontes de erros e incertezas no processo de verificação e validação (Fonte: adaptado de Coleman (2003)).	55
Figura 34: Fluxograma da pesquisa.	57
Figura 35: Esquema do modelo físico (a) e vista de jusante da saída do descarregador de fundo (b). Dimensões em metros.	58
Figura 36: Tubo ranhurado construído com tubos de PVC DN75.	59
Figura 37: Dimensões características das sondas 1 e 2.	60
Figura 38: Sondas 1 e 2 posicionadas no canal usado para verificação da Sonda 2 (a), manômetro da Sonda 2 posicionado ao lado do modelo físico (b) e Sonda 2 inserida no tubo ranhurado e voltada para a entrada circular do conduto (c).	62
Figura 39: Configurações de ensaio: depósito de sedimentos cobrindo a estrutura (a), esquema da estrutura apoiada sobre depósito de sedimentos em perspectiva (b), esquema em vista frontal (c) e vista lateral (d).	64
Figura 40: Localização das seções transversais circulares (SC) e seções nas ranhuras (SR) na vista superior do tubo ranhurado (a), e forma das seções nas ranhuras em perspectiva (b).	68
Figura 41: Condições utilizadas para calcular o coeficiente de perda de carga singular.	69
Figura 42: Esquema em planta do conduto utilizado nesta pesquisa.	70

Figura 43: Comparação das velocidades medidas com as Sondas 1 e 2. A linha tracejada indica igualdade entre as medições. Os círculos indicam os pares ( $V_{Sonda\ 1}$ , $V_{Sonda\ 2}$ ). As barras verticais e horizontais indicam as incertezas expandidas das medições das Sondas 1 e 2, respectivamente.....	74
Figura 44: Malha de cálculo utilizada.....	77
Figura 45: Variação da vazão total com a posição da condição de contorno de montante... 78	
Figura 46: Comparação dos resultados do modelo físico com os obtidos pelo código numérico para as mesmas condições de contorno (a: vazões, b: velocidades). A linha tracejada indica igualdade entre as medições. Os círculos indicam os pares (experimental, numérico). As barras verticais indicam a incerteza do modelo físico e as horizontais indicam a incerteza do código numérico.....	80
Figura 47: Comparação dos resultados experimentais e numéricos com os pares (experimental, numérico) empregados na calibração e na validação.....	83
Figura 48: Variação da altura de pressão média (a), altura de energia cinética (b) e altura de energia total (c) ao longo do eixo do tubo ranhurado.....	86
Figura 49: Perfil horizontal de velocidades médio adimensional no eixo da descarga de fundo em SC9 (a) e perfil vertical de velocidades médio adimensional no eixo da descarga de fundo em SC7 (b).....	87
Figura 50: Estruturas turbulentas visualizadas por isossuperfícies de $Q_{cr} = 104$ na simulação SSB-10.....	87
Figura 51: Variação do coeficiente de Coriolis ao longo do eixo do tubo ranhurado.....	88
Figura 52: Perfil horizontal de velocidades médio adimensional no eixo do conduto em SC2.....	89
Figura 53: Variação de $K_s$ com $ReD$ e $\varepsilon D$ . As barras horizontais indicam a incerteza expandida.....	90
Figura 54: Vazão através das aberturas do tubo ranhurado em função da vazão total.....	92
Figura 55: Variação da velocidade média nas aberturas do tubo ranhurado.....	93
Figura 56: Gráficos Q-Q dos ensaios SEA-1 a 5. Quantis dos dados observados nas ordenadas e quantis das distribuições normais com médias e desvios-padrões iguais aos dos dados observados nas abscissas.....	108

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Série de Ensaios A.....	65
Tabela 2: Série de Simulações A.....	66
Tabela 3: Série de Simulações B.....	67
Tabela 4: Grandezas intervenientes na perda de carga no tubo ranhurado. ....	70
Tabela 5: Resultados dos ensaios em modelo físico.....	75
Tabela 6: Resumo das configurações do código numérico calibrado.....	79
Tabela 7: Resultados das simulações SSA1 a 5 cuja incerteza é representada pelo GCI. ..	80
Tabela 8: Números de Reynolds das ranhuras $ReR$ .....	81
Tabela 9: Resultado da validação do código numérico (SEA-6 e SSA-6).....	83
Tabela 10: Valores de $EUVAL$ para os pares (experimental, numérico) empregados na calibração. ....	84
Tabela 11: Resultado do ajuste da Equação 45 para cada rugosidade relativa. ....	91
Tabela 12: Resultado do ajuste da Equação 46.....	93
Tabela 13: Testes estatísticos para verificação da independência e normalidade dos dados. N é o número de dados em cada amostra. ....	107
Tabela 14: Incertezas das medições de vazão. ....	107
Tabela 15: Resumo da avaliação da incerteza das medições de nível. ....	109
Tabela 16: Resumo da avaliação da incerteza das medições dos manômetros diferenciais. .....	110
Tabela 17: Resumo da avaliação da incerteza do cálculo das velocidades. ....	110
Tabela 18: Incertezas das medições de velocidade para verificação da Sonda 2. ....	111
Tabela 19: Incertezas das medições de velocidade na SEA.....	111
Tabela 20: Resumo da avaliação da incerteza do cálculo de $Ks$ .....	111
Tabela 21: Incertezas dos valores de $Ks$ em SEA. ....	112
Tabela 22: Resumo da avaliação da incerteza do código numérico para a vazão total. ....	112
Tabela 23: Resumo da avaliação da incerteza do cálculo de $\alpha_{médio}$ .....	114
Tabela 24: Incertezas dos valores de $\alpha_{médio}$ em SSA e SSB.....	114
Tabela 25: Resumo da avaliação da incerteza do cálculo de $EHw_{médio}$ .....	115
Tabela 26: Incertezas dos valores de $E * médio$ em SSA e SSB. ....	115
Tabela 27: Resumo da avaliação da incerteza do cálculo de $P * médio$ . ....	116
Tabela 28: Incertezas dos valores de $P * médio$ em SSA e SSB. ....	116
Tabela 29: Resumo da avaliação da incerteza do cálculo de $V0 * médio$ .....	117
Tabela 30: Incertezas dos valores de $V0 * médio$ em SSA e SSB. ....	117
Tabela 31: Incertezas dos valores de $Ks$ em SSA e SSB. ....	118

## LISTA DE SÍMBOLOS

$a$	Resolução da escala de leitura de instrumento analógico
$a_c$	Abertura da comporta (m)
$A$	Área da seção transversal do escoamento (m <sup>2</sup> )
$b_c$	Largura da comporta (m)
$B$	Largura de uma ranhura do tubo ranhurado de Jacobsen (m)
$B_f$	Largura do leito erodível (m)
$C_d$	Coefficiente de descarga (adimensional)
$d$	Diâmetro do sedimento (m)
$d_{50}$	Diâmetro mediano (mm)
$d_m$	Densidade do fluido manométrico (adimensional)
$D$	Diâmetro interno da descarga de fundo (m)
$D_{VAL}$	Resultado experimental no processo de validação
$D_{sonda}$	Diâmetro externo da sonda Pitot-Prandtl (mm)
$D_x$	Distância horizontal na seção transversal do conduto (m)
$D_z$	Distância vertical na seção transversal do conduto (m)
$e$	Erro relativo (adimensional)
$E$	Altura de energia total por unidade de volume do escoamento (m)
$E_{VAL}$	Diferença entre os resultados experimental e de simulação numérica no processo de validação
$Fr_D$	Número de Froude baseado no diâmetro da descarga de fundo (adimensional)
$g$	Aceleração gravitacional (m/s <sup>2</sup> )
$G$	Transporte sólido em massa (kg/s)
$GCI$	Índice de convergência de malha (adimensional)
$h$	Altura de pressão medida com manômetro diferencial (m CCL <sub>4</sub> )
$h_x$	Diferença de altura de pressão entre o exterior e o interior do SPSS em um ponto $x$ (m)
$H_s$	Espessura do depósito de sedimentos acima do eixo da descarga de fundo (m)
$H_{smáx}$	Espessura total do depósito de sedimentos acima do eixo da descarga de fundo (m)

$H_w$	Coluna de água acima do eixo do orifício (m)
$k$	Energia cinética turbulenta (J/kg)
$k_c$	Fator de abrangência (adimensional)
$K$	Constante de Von Karman (adimensional)
$K_s$	Coefficiente de perda de carga singular (adimensional)
$L$	Comprimento (m)
$L_s$	Distância entre a descarga de fundo e o talude da cava de erosão (m)
$n$	Número de observações independentes
$p$	Ordem de convergência observada (adimensional)
$P$	Pressão (Pa)
$P_m$	Pressão média na seção transversal do escoamento (Pa)
$q$	Variável aleatória
$Q$	Vazão (m <sup>3</sup> /s)
$Q'$	Vazão reamostrada (m <sup>3</sup> /s)
$r$	Fator de refinamento de malha (adimensional)
$R$	Largura da ranhura (m)
$R^2$	Coefficiente de determinação (adimensional)
$Re$	Número de Reynolds (adimensional)
$Re_D$	Número de Reynolds baseado no diâmetro da descarga de fundo (adimensional)
$Re_*$	Número de Reynolds do grão (adimensional)
$Re_y$	Número de Reynolds turbulento baseado na distância à parede (adimensional)
$Re_R$	Número de Reynolds baseado na largura das ranhuras (adimensional)
$RMSE$	Raiz quadrada do erro médio
$s^2$	Variância experimental
$S$	Tensor taxa de deformação
$S_{VAL}$	Resultado de simulação numérica no processo de validação
$I$	Intensidade turbulenta (adimensional)
$Q_{cr}$	Critério-Q (1/s <sup>2</sup> )
$t$	Tempo (s)
$\vec{u}$	Vetor velocidade (m/s)
$V_R$	Velocidade média em uma ranhura (m/s)

$u_*$	Velocidade de cisalhamento (m/s)
$u(w_i)$	Incerteza-padrão associada à medição $w_i$
$u_c(w_c)$	Incerteza-padrão combinada associada à medição $w_c$
$U(w_c)$	Incerteza expandida associada à medição $w_c$
$U_{VAL}$	Incerteza expandida associada ao processo de validação
$v$	Velocidade em um ponto do perfil de velocidades (m/s)
$V_0$	Velocidade de referência ou velocidade média obtida por continuidade (m/s)
$V_*$	Média do perfil de velocidades elevadas ao cubo ( $m^3/s^3$ )
$V_{p,x}$	Velocidade média no interior do tubo ranhurado na posição $x$ (m/s)
$V_r$	Velocidade longitudinal (m/s)
$V_{s,x}$	Velocidade do fluxo através de uma ranhura infinita em um ponto $x$ (m/s)
$w_i$	Estimativa ou medição de uma grandeza genérica $W_i$
$W_i$	Grandeza física genérica
$W_c$	Grandeza física genérica mensurada em função de medições de outras grandezas
$x, y, z$	Posição ao longo de uma direção definida (m)
$y^+$	Distância à parede dentro da camada limite adimensionalizada
$y_p$	Distância na direção normal à superfície (parede) entre a parede e o centroide da célula (m)
$Z$	Cota do centro da seção transversal (m)
$z_f$	Espessura média do leito erodível (m)
$\alpha$	Coefficiente de correção da energia cinética ou coeficiente de Coriolis (adimensional)
$\varepsilon$	Rugosidade absoluta (m)
$\epsilon$	Erro absoluto
$\gamma$	Peso específico da água ( $N/m^3$ )
$\gamma_s$	Peso específico do grão ( $N/m^3$ )
$\Delta h_s$	Altura de perda de carga singular (m)
$\Delta x$	Dimensão dos elementos da malha de cálculo (m)
$\mu$	Coefficiente de viscosidade absoluto da água (Pa.s)
$\nu$	Coefficiente de viscosidade cinemático da água ( $m^2/s$ )
$\rho$	Massa específica do fluido ( $kg/m^3$ )
$\rho_f$	Massa específica do leito erodível ( $kg/m^3$ )

$\rho_s$	Massa específica do grão (kg/m <sup>3</sup> )
$\sigma^2$	Variância de uma distribuição de probabilidades
$\tau_b$	Tensão de cisalhamento no leito (Pa)
$\Omega$	Tensor vorticidade
$\pi_i$	Grupo adimensional
$\tau_*$	Número de Shields (adimensional)
$\emptyset$	Propriedade genérica do escoamento

**LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ANR	Alto número de Reynolds
BIPM	Bureau Internacional de Pesos e Medidas
BNR	Baixo número de Reynolds
CFD	<i>Computational fluid dynamics</i>
CFL	Courant-Friedrichs-Lewy
DBE	<i>Dendritic bottomless extended structure</i>
GCI	<i>Grid convergence index</i>
GMRES	<i>Generalized Minimum Residual Method</i>
INMETRO	Instituto Nacional de Metrologia, Qualidade e Tecnologia
MDF	Método de diferenças finitas
MEF	Método de elementos finitos
MVF	Método de volumes finitos
NBR	Norma Brasileira
PSC	<i>Projecting semi-circular structure</i>
R	Ranhura
SC	Seção circular
SEA	Série de ensaios A
SPSS	<i>Slotted pipe sediment sluicer</i>
SR	Seção na ranhura
SSA	Série de simulações A
SSB	Série de simulações B
VC	Volume de Controle

## SUMÁRIO

1.	Introdução.....	1
2.	Diretrizes da Pesquisa.....	3
2.1.	Delimitação.....	3
2.2.	Objetivo Geral.....	3
2.3.	Objetivos Específicos .....	3
3.	Revisão Bibliográfica .....	4
3.1.	Sedimentação em Reservatórios .....	4
3.1.1.	Transporte de Sedimentos.....	4
3.1.2.	Impactos da Sedimentação em Reservatórios.....	7
3.1.3.	Prevenção e Mitigação .....	10
3.2.	Descarga de Sedimentos.....	13
3.2.1.	Descarga com Rebaixamento.....	13
3.2.2.	Descarga Pressurizada .....	14
3.2.3.	Descarga de Sedimentos com Estruturas Não Convencionais .....	20
3.2.4.	Impactos Ambientais da Descarga de Sedimentos .....	28
3.3.	Descargas de Fundo .....	29
3.3.1.	Princípios Gerais de Funcionamento .....	29
3.3.2.	Controle do Escoamento .....	33
3.3.3.	Cavitação .....	35
3.3.4.	Aeração .....	35
3.3.5.	Dissipação de Energia.....	36
3.4.	Perda de Carga .....	36
3.4.1.	Perda de Carga no SPSS.....	41
3.5.	Modelagem Numérica.....	42
3.5.1.	Equações Governantes .....	43
3.5.2.	Método dos Volumes Finitos.....	43
3.5.3.	FLOW-3D®.....	44
3.5.4.	Verificação e Validação de Códigos Numéricos.....	46
3.6.	Modelagem Híbrida .....	48
3.7.	Incertezas Experimental e Numérica .....	49
3.7.1.	Incerteza Experimental .....	49
3.7.2.	Incerteza Numérica.....	52
3.7.3.	Incerteza na Validação do Código Numérico .....	54
4.	Materiais e Métodos .....	57
4.1.	Delineamento da Pesquisa.....	57

4.2.	Materiais .....	58
4.2.1.	Modelo Físico .....	58
4.2.2.	Código Numérico .....	60
4.3.	Métodos .....	61
4.3.1.	Verificação da Sonda 2 .....	61
4.3.2.	Calibração e Validação do Código Numérico .....	62
4.3.3.	Extrapolação das Condições de Contorno Oriundas do Modelo Físico .....	66
4.3.4.	Tratamento dos Dados .....	67
5.	Resultados e Discussão .....	74
5.1.	Verificação da Sonda 2 .....	74
5.2.	Resultados dos Ensaios em Modelo Físico .....	75
5.3.	Calibração e Validação do Código Numérico .....	76
5.3.1.	Rugosidade .....	76
5.3.2.	Discretização Espacial .....	76
5.3.3.	Discretização Temporal .....	77
5.3.4.	Condição de Contorno Turbulenta .....	77
5.3.5.	Posição da Condição de Contorno de Montante .....	78
5.3.6.	Condição Inicial .....	78
5.3.7.	Parâmetros Finais e Resultado da Calibração .....	79
5.3.8.	Validação do Código Numérico .....	83
5.4.	Perda de Carga no Tubo Ranhurado .....	84
5.4.1.	Variação da Altura de Energia Total .....	84
5.4.2.	Coefficiente de Perda de Carga Singular .....	89
5.5.	Padrão de Escoamento no Trecho com Ranhuras .....	91
5.6.	Considerações Práticas .....	93
5.6.1.	Operação da Descarga de Fundo .....	94
5.6.2.	Otimização da Geometria da Descarga de Fundo .....	94
5.6.3.	Remoção de Sedimentos .....	95
5.6.4.	Projeto Básico da Descarga de Fundo .....	96
5.6.5.	Modelagem da Descarga de Fundo Tubo Ranhurado .....	97
6.	Conclusão .....	99
7.	Referências .....	102
8.	Apêndice A – Análise das Incertezas .....	107
8.1.	Modelo Físico .....	107
8.1.1.	Vazão .....	107
8.1.2.	Nível .....	108
8.1.3.	Velocidade Local .....	109

8.1.4.	Coeficiente de Perda de Carga Singular.....	111
8.2.	Código Numérico.....	112
8.2.1.	Vazão Total .....	112
8.2.2.	Pressão .....	113
8.2.3.	Coeficiente de Coriolis.....	114
8.2.4.	Energia Total, Carga Piezométrica e Taquicarga.....	115
8.2.5.	Coeficiente de Perda de Carga Singular.....	118

## 1. Introdução

Reservatórios de armazenamento de água são uma das principais ferramentas na defesa contra cheias e secas. Além disso, propiciam benefícios relacionados a navegação, geração de energia, recreação, entre outras atividades. Contudo, sua capacidade de fornecer tais serviços tende a diminuir ao longo do tempo em função da sedimentação de sólidos transportados pelos rios que formam os reservatórios. A perda anual de volume de armazenamento em todo o planeta é, em média 1% (CHAUDHRY; REHMAN, 2012; MAHMOOD, 1987), variando entre diferentes regiões como mostrado na Figura 1. Portanto, a sedimentação em reservatórios é um dos maiores desafios enfrentados durante a operação desses empreendimentos e um dos fatores limitantes de sua vida útil (SCHLEISS et al., 2016).

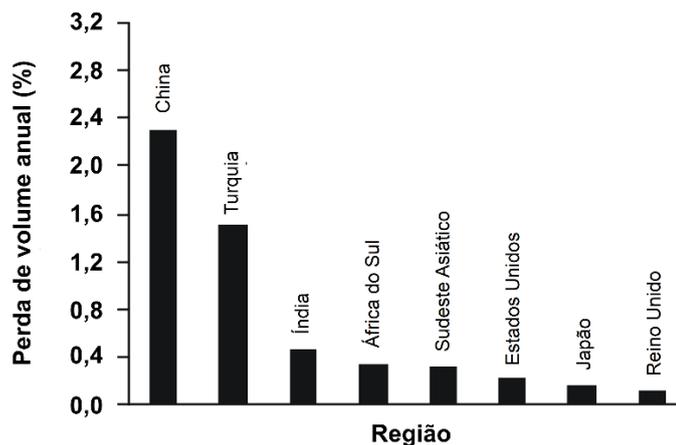


Figura 1: Perda de volume anual em algumas regiões do planeta (Fonte: adaptado de Chaudhry e Rehman (2012)).

As adversidades causadas pela sedimentação não se restringem somente à perda de volume de armazenamento. A interrupção do fluxo de sedimentos originada pelo barramento altera o regime geomorfológico do rio, ocasionando problemas de sedimentação a montante do reservatório que podem aumentar a vulnerabilidade a cheias e problemas de erosão a jusante do barramento, por exemplo. Ainda, podem surgir dificuldades de operação do circuito de geração de energia em empreendimentos hidroelétricos. Os impactos negativos físicos, biológicos, econômicos e sociais podem ser percebidos antes mesmo de ser possível observar os benefícios provenientes da operação do empreendimento.

Apesar das externalidades, os reservatórios possuem inegável relevância socioeconômica que faz com que o problema da sedimentação se torne uma preocupação global (KONDOLF et al., 2014; SCHLEISS et al., 2016), especialmente quando se tem em conta o aumento populacional e a crescente demanda por água e energia. A energia hidroelétrica desempenha um papel importante na expansão do uso das energias renováveis, representando 25% das projeções de novos empreendimentos baseados em fontes renováveis em função do potencial de locais como China, África, Sudeste Asiático e América Latina (HAUER et al., 2018). Entretanto, sua construção é onerosa, ocasiona diversos impactos ambientais e depende da existência de locais adequados para sua implantação – os quais tendem a ser cada vez mais escassos (SHEN, 1999). Por conseguinte, o uso de reservatórios é inevitável e sua vida útil deve ser maximizada a fim de diminuir a necessidade de novos empreendimentos. Atingir este objetivo passa por prevenir e mitigar os efeitos da sedimentação.

As descargas de fundo são uma importante ferramenta de controle da sedimentação, pois sua operação pode permitir que altas cargas sólidas que chegam ao reservatório possam seguir para jusante além de permitir a remoção de sedimentos depositados. A literatura demonstra, teórica e experimentalmente, e também através de medições em campo, que o efeito erosivo de descargas de fundo é limitado às cercanias da estrutura quando a operação se dá sem rebaixamento do nível do reservatório (EMAMGHOLIZADEH; FATHI-MOGHDAM, 2014; FATHI-MOGHADAM et al., 2010; KARMACHARYA et al., 2021; SAWADOGO et al., 2019; WHITE; BETTESS, 1984). Por esse motivo, tomadas de água têm de ser posicionadas próximas às descargas de fundo para que seu desassoreamento possa acontecer. Nesse sentido, Paulo et al. (2021) propuseram uma estrutura chamada descarga de fundo tubo ranhurado que permite remover sedimentos no sentido paralelo ao barramento, propiciando maior liberdade no posicionamento de tomadas de água.

Nesta pesquisa, o desenvolvimento dessa estrutura foi continuado. Espera-se fornecer uma ferramenta útil para a preservação das tomadas de água, contribuir para a manutenção da vida útil dos reservatórios — favorecendo sua sustentabilidade — e colaborar com informações para projetos de futuros empreendimentos.

## **2. Diretrizes da Pesquisa**

### **2.1. Delimitação**

O projeto de descargas de fundo de barragens envolve determinar diversas características, tais como as dimensões necessárias para conduzir as vazões requeridas, o material de revestimento, o tipo de controle do escoamento, entre outras. Tais especificações dependem do conhecimento do funcionamento hidráulico da estrutura. Portanto, o funcionamento hidráulico é, em última instância, a variável teórica a ser caracterizada em uma pesquisa que pretende subsidiar o projeto de uma descarga de fundo. Contudo, o funcionamento hidráulico não é completamente definido por um único valor de uma só grandeza, senão que compreende aspectos como o escoamento através da estrutura, a erosão gerada no depósito de sedimentos, as condições seguras de operação, entre outros. Esta pesquisa se limitou a caracterizar apenas os aspectos de seu funcionamento hidráulico que se julgaram essenciais para realizar o projeto básico da descarga de fundo. Então, o funcionamento hidráulico foi operacionalizado pela variação da energia total ao longo do escoamento e do coeficiente de perda de carga singular. A caracterização dessas variáveis foi obtida empregando modelagens física e numérica. Buscou-se, ao final, relacionar esses resultados a questões práticas relativas ao dimensionamento e à operação da descarga de fundo.

### **2.2. Objetivo Geral**

Caracterizar aspectos da descarga de fundo tubo ranhurado que permitam realizar seu projeto básico em função de requisitos de projeto, tais como a vazão a ser conduzida e a carga hidráulica disponível.

### **2.3. Objetivos Específicos**

- 1) Obter um coeficiente de perda de carga;
- 2) Caracterizar a variação da energia total, da taquicarga e da carga piezométrica ao longo da descarga de fundo;
- 3) Relacionar o funcionamento hidráulico da estrutura com o dimensionamento da descarga de fundo e sua operação.

### 3. Revisão Bibliográfica

Neste capítulo, são apresentados e comentados conceitos, equações e métodos que contextualizam a pesquisa e que subsidiaram os procedimentos empregados para a obtenção e a análise dos resultados e as discussões decorrentes destes.

#### 3.1. Sedimentação em Reservatórios

A sedimentação é um dos maiores problemas enfrentados durante a operação de reservatórios. Seu estudo é uma área de investigação ampla que engloba profissionais de variadas áreas de conhecimento. Este complexo problema é descrito nesta seção em termos de seus aspectos que motivaram esta pesquisa.

##### 3.1.1. Transporte de Sedimentos

O fato de os rios transportarem sedimentos e a relação de sua capacidade de transporte com as condições do escoamento são, em uma visão geral, os causadores da sedimentação em reservatórios. Comenta-se a seguir os mecanismos envolvidos neste processo.

##### 3.1.1.1. Transporte de Sedimentos em Rios

O movimento das partículas do leito é causado por complexas oscilações turbulentas que existem ao redor das partículas. Um dos critérios mais famosos e empregados para determinar a condição de início do movimento de uma partícula é o número de Shields. Esse parâmetro adimensional representa a razão entre as forças motriz (tensão cisalhante no leito) e resistente (peso específico submerso do grão) do movimento do grão. O número de Shields ( $\tau_*$ ) é definido

$$\tau_* = \frac{u_*^2}{(s-1)gd} = \frac{\tau_b}{(\gamma_s - \gamma)d} \quad (1)$$

sendo  $u_*$  (m/s) a velocidade de cisalhamento,  $d$  (m) o diâmetro do sedimento,  $\tau_b$  (Pa) a tensão de cisalhamento no leito,  $\gamma$  (N/m<sup>3</sup>) o peso específico da água e  $\gamma_b$  (N/m<sup>3</sup>) o

peso específico do grão. Para valores de  $\tau_*$  (adimensional) superiores a um determinado valor crítico, o movimento das partículas inicia. Esse valor crítico depende do número de Reynolds do grão (adimensional), definido por

$$Re_* = \frac{u_* d}{\nu} \quad (2)$$

na qual  $\nu$  (m<sup>2</sup>/s) é o coeficiente de viscosidade cinemático da água. Tal valor crítico tende a 0,06 para escoamentos turbulentos hidraulicamente rugosos ( $Re_* > 70$ ) (VAN RIJN, 1993).

Após o início do movimento, as partículas podem se mover de três formas: deslizando, rolando, saltando, ou se movendo em suspensão (VAN RIJN, 1993). Em função disso, o transporte de sedimentos proveniente do leito é dividido em carga de fundo e carga de fundo em suspensão.

A carga de fundo é composta por partículas de sedimento que se movem junto ao leito, rolando e deslizando. São as partículas de maior diâmetro, logo, a tensão cisalhante no fundo é suficiente para iniciar seu movimento, mas não é suficiente para colocá-las em suspensão. Por sua vez, a carga de fundo em suspensão é composta por partículas menores que se mantêm em suspensão pelas flutuações turbulentas de velocidade. O período em que as partículas seguirão em suspensão depende da frequência e da intensidade de tais flutuações turbulentas (FAN; MORRIS, 1998).

A carga total de sedimentos em um rio possui mais um componente. A chamada carga de lavagem é composta por partículas muito finas (silte e argila) transportadas em suspensão que não dependem de características do escoamento para permanecer na coluna líquida. Em geral, elas provêm da erosão do solo da bacia hidrográfica e não do leito do rio. A carga sólida total transportada pela corrente é, então, a soma da carga de fundo, da carga de fundo em suspensão e da carga de lavagem.

Existem diversas equações na literatura para prever o transporte por carga de fundo e carga de fundo em suspensão separadamente ou em conjunto. Essas fórmulas podem ser divididas em função do parâmetro do escoamento que levam em conta para calcular o transporte: a velocidade do escoamento, a tensão de cisalhamento no leito, a potência da corrente, a velocidade de formas de fundo, ou a probabilidade do movimento das partículas. De forma geral, a taxa de transporte de sedimentos é mais fortemente relacionada à velocidade média da corrente (VAN RIJN, 1993).

### 3.1.1.2. Transporte de Sedimentos em Reservatórios

As condições naturais do escoamento em um rio são alteradas quando um barramento é construído. Gera-se uma descontinuidade na linha de energia do escoamento na seção da barragem, transformando a energia cinética do rio a montante em energia potencial. Além disso, o gradiente da linha de energia no reservatório é reduzido a valores baixíssimos. Tal diminuição leva à redução da velocidade do escoamento e, portanto, à redução da capacidade de transporte do escoamento. Sedimentos que seriam transportados em condições naturais acabam se depositando no interior do reservatório. Esse processo pode ser entendido através da equação de continuidade sedimentológica proposta por Exner (GRAF, 1971)

$$\frac{\partial z_f}{\partial t} = - \frac{1}{B_f \rho_f} \frac{\partial G}{\partial x} \quad (3)$$

na qual  $G$  (kg/s) é o transporte sólido em massa,  $B_f$  (m) é a largura do leito erodível,  $\rho_f$  (kg/m<sup>3</sup>) é a massa específica do leito e  $z_f$  (m) é a espessura média do leito. A redução da capacidade de transporte devida à diminuição da velocidade ao longo do reservatório faz com que a derivada espacial no membro direito da Equação 3 seja negativa, resultando em um aumento da espessura do leito (sedimentação) ao longo do tempo.

Como a velocidade diminui rapidamente, o escoamento perde a capacidade de transportar sedimentos como carga de fundo. Portanto, os principais tipos de transporte de sedimentos no interior do reservatório são o transporte por suspensão (carga de fundo em suspensão e carga de lavagem), correntes de densidade e transporte coloidal (BASSON, 1996). Uma forma simplificada de estimar quanto do sedimento aportado fica no reservatório é o conceito de eficiência de captura, definida como a proporção de sedimento afluente que é retida no reservatório. Há diferentes métodos de calcular a eficiência de captura na literatura, sendo o mais popular a curva de Brune devido à sua simplicidade (MAHMOOD, 1987).

### 3.1.2. Impactos da Sedimentação em Reservatórios

Os mais relevantes impactos causados pela construção de um barramento estão resumidos na Figura 2. A formação dos depósitos de sedimento é a principal ameaça à vida útil dos reservatórios. Os depósitos de sedimento variam em extensão e composição em função de sua posição dentro do reservatório. Sua existência depende de características como o tamanho e a forma do reservatório, o tipo de sedimento existente no rio, a velocidade do escoamento dentro do reservatório (FAN; MORRIS, 1998). Contudo, de forma geral, os depósitos podem ser de três tipos: de remanso, delta ou depósitos de leito (CARVALHO et al., 2000).

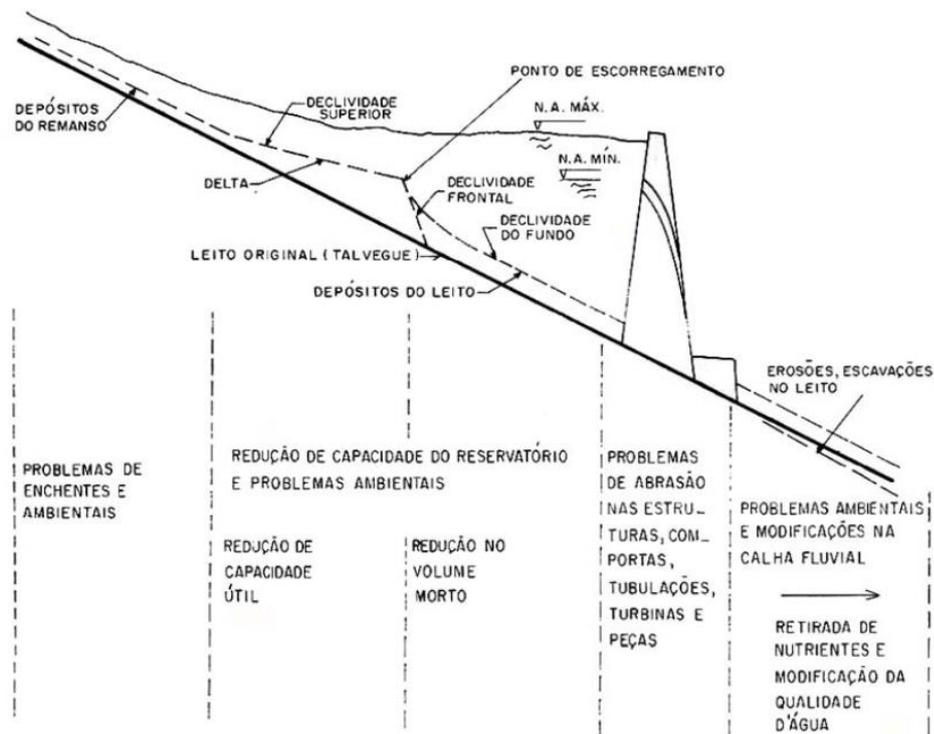


Figura 2: Impactos causados pela sedimentação em reservatórios (Fonte: adaptado de Carvalho et al. (2000)).

A alteração da linha de energia do rio não ocorre apenas no interior do reservatório. Forma-se uma zona de remanso a montante do reservatório na qual a velocidade do escoamento começa a diminuir e os sedimentos mais grosseiros trazidos pela corrente se depositam, causando aumento (agradção) do nível do leito do rio. A agradção do leito pode gerar problemas para a navegação e aumentar as cotas de inundação na região (MAHMOOD, 1987). A velocidade do escoamento diminui ainda mais

ao efetivamente entrar no reservatório. As areias que não ficam no depósito de remanso formam um delta na entrada do reservatório. Os deltas reduzem o volume útil e, portanto, a capacidade de armazenar água para geração de energia, irrigação, e de conter cheias. Esses depósitos podem ser de grande extensão e não são fixos, podendo se mover em direção ao barramento em função de variações no nível do reservatório(FAN; MORRIS, 1998). No interior do reservatório e junto ao barramento, as velocidades se aproximam de zero, de forma que, em geral, somente são transportados sedimentos cujo transporte independe do escoamento (sedimento coesivo, siltes finos e argilas). Dependendo das condições químicas da água e do tempo de residência (MAHMOOD, 1987), esses sedimentos finos podem sedimentar e formar os depósitos de fundo ou de leito. Esses depósitos podem reduzir o volume útil do reservatório e, se formados junto ao barramento, podem assorear tomadas de água.



Figura 3: Canal de fuga do sistema de irrigação do rio Dulce 220 m a jusante do dique Los Quiroga (Santiago del Estero, Argentina). O fundo do canal coincidia com o leito do rio quando a operação do barramento iniciou em 1950 (foto do autor, 2017).

Os problemas observados a jusante de um barramento estão relacionados à reduzida concentração de sedimentos liberada e à mudança no regime de vazões do rio. Kondolf (1997) destaca alguns dos principais efeitos. O escoamento restituído ao rio retorna à sua condição natural com energia para transportar sedimento, entretanto, os sedimentos que trazia a montante do reservatório foram retidos. A corrente passa, então, a erodir o leito e as margens do rio para restabelecer o balanço sedimentológico do escoamento no fenômeno conhecido como águas famintas, causando a incisão do

leito fluvial (Figura 3). Por sua vez, a regularização das vazões pode atenuar o efeito erosivo da água restituída ao rio ao reduzir sua capacidade de transporte. Contudo, a redução dos picos de cheia diminui a erosão de sedimentos trazidos por tributários do rio a jusante do barramento, o que pode contribuir para a fixação de vegetação ripária em partes do leito fluvial, levando a seu estreitamento.

A interrupção da continuidade sedimentológica do rio também é capaz de gerar efeitos muito a jusante, podendo causar a erosão da zona costeira em locais em que o rio é uma fonte importante de areias para a formação das praias. Por último, a retenção de sedimentos no reservatório resulta na retenção de nutrientes associados aos sedimentos, o que afeta a biota a montante e a jusante do reservatório (HAUER et al., 2018).

#### 3.1.2.1. Impactos em tomadas de água

Os efeitos da sedimentação em tomadas de água são comentados à parte por sua relação com as descargas de fundo. Os depósitos de leito que se formam junto ao barramento — ou mesmo o delta que consegue avançar até o barramento — podem gerar inconvenientes se sua superfície se aproximar da cota das tomadas de água. O assoreamento de tomadas de água se refere ao fato de a quantidade de sedimento depositado junto à tomada impedir ou dificultar a admissão de água em quantidade ou qualidade suficientes, além de poder impedir a abertura ou fechamento de comportas (Figura 4).

No caso de tomadas para geração de energia, sedimentos podem erodir os componentes das turbinas ao se chocarem com suas paredes, principalmente quanto maior for o teor de areias. Em geral, areias fluviais são compostas por quartzo e feldspato, materiais com dureza superior a 5 na escala de Mohs, o que é suficiente para erodir os componentes de turbinas comuns (ANNANDALE et al., 2016). O principal efeito da erosão nas turbinas é a redução de sua eficiência, o que leva a menor geração de energia e consequentes perdas econômicas. Além disso, prejuízos também advêm da interrupção da geração e dos gastos em reparos e substituição de turbinas e seus componentes. Apesar de siltes com alto teor de quartzo poderem causar abrasão se a velocidade for alta o suficiente, sedimentos finos são geralmente permitidos nas turbinas por não representarem problemas (CHITRAKAR et al., 2018).



Figura 4: Tomada d'água bloqueada por sedimentos e outros detritos durante a construção da barragem Ta Niet no Vietnã (Fonte: adaptado de Schleiss et al. (2016)).

Em tomadas de água para abastecimento ou irrigação, sedimentos que forem admitidos podem se depositar a jusante nos canais de irrigação ou no sistema de tratamento de água, gerando custos para sua remoção. É vital, portanto, manter as tomadas de água livres de sedimentos que possam prejudicar seu funcionamento e reduzir os benefícios pretendidos com sua operação.

### 3.1.3. Prevenção e Mitigação

A conservação do volume do reservatório e a redução dos outros impactos apresentados na seção anterior podem passar por diversas medidas que são classificadas por diferentes critérios presentes na literatura. Mahmood (1987) e Kondolf et al (2014) agrupam as estratégias em função de seu objetivo: reduzir a produção de sedimentos na bacia hidrográfica ou a entrada dos sedimentos no reservatório; minimizar a sedimentação da carga sólida que ingressa no reservatório, transportando-a para jusante; e recuperar volume perdido erodindo os depósitos de sedimento. Hauer et al. (2018) apresentam outra classificação, em função do local em que a medida é aplicada: na bacia hidrográfica, no reservatório, e no barramento. Já Carvalho et al. (2000) classificam as medidas como de controle preventivo e controle corretivo.

A lista de estratégias para combater a sedimentação é extensa como mostra a Figura 5. As descargas de fundo são protagonistas em medidas de minimização da

sedimentação (descargas de correntes de densidade e de cheias) e de recuperação de volume perdido (descargas de sedimento com rebaixamento e pressurizada). Nesta seção, somente serão brevemente descritos alguns métodos que, embora não sejam o tema desta pesquisa, estão relacionados às descargas de fundo. O método de descarga de sedimentos (*sediment flushing*) será abordado na próxima seção.

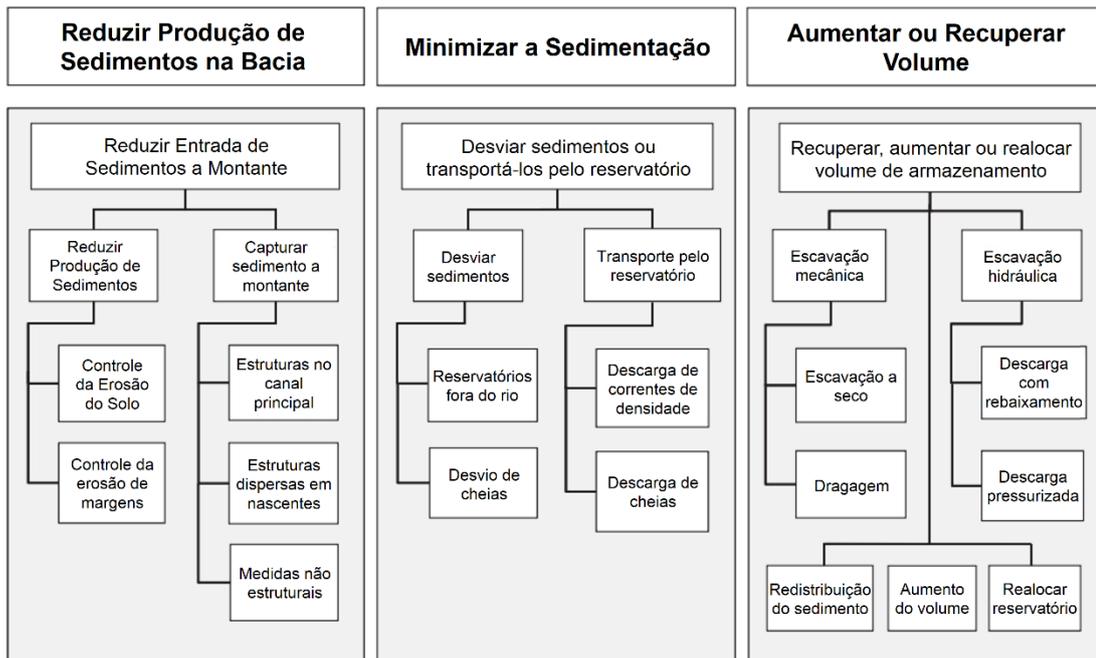


Figura 5: Métodos para prevenir e mitigar a sedimentação em reservatórios (Fonte: adaptado de Kondolf et al. (2014)).

### 3.1.3.1. Descarga de Cheias (*Sluicing*)

Na descarga de cheias (tradução livre do termo em inglês *sluicing*), altas vazões são descarregadas através das descargas de fundo durante períodos de cheia — quando a quantidade de sedimentos transportada pelos rios é maior. O objetivo é conduzir os sedimentos através do reservatório o mais rápido possível, minimizando a sedimentação e restabelecendo a continuidade sedimentológica do rio. Idealmente, o nível do reservatório deve ser rebaixado ao máximo para que a condição do escoamento se assemelhe à do rio original e com isso se possua maior capacidade de transporte (FAN; MORRIS, 1998). Posteriormente, volta-se e encher o reservatório no período final da estação de cheias, armazenando a água mais limpa da recessão do hidrograma (BASSON, 1996).

O resultado prático é a redução do tempo de residência do escoamento ao rebaixar o nível do reservatório, o que minimiza a eficiência de captura de sedimentos (KONDOLF et al., 2014). A maior restrição para a descarga de cheias é a disponibilidade de excedentes de água, pois o reservatório deve ser esvaziado. Portanto, é importante que o volume do reservatório seja pequeno em relação à vazão afluente anual. Basson (1996) afirma que esta técnica é mais eficiente quando essa relação é inferior 5%.

### 3.1.3.2. Descarga de Correntes de Densidade (*Venting*)

Correntes de densidade são escoamentos que se formam quando há uma diferença de densidade relativa entre o fluido que as compõem e o fluido que compõe seu meio de propagação. Tal diferença pode ocorrer devido a concentrações de sedimentos e de sal ou a diferenças de temperatura. Quando o rio carrega uma alta concentração de sedimentos, uma corrente de densidade pode ser formada quando o fluxo encontrar a água relativamente mais limpa e menos densa do reservatório (ANNANDALE et al., 2016). A corrente de densidade tende a afundar na água do reservatório e a deslocar-se sobre o leito. Se esse escoamento não for conduzido para jusante, todo o sedimento que carrega tenderá a se depositar ou permanecer em suspensão no reservatório. Se a corrente atingir o barramento, pode ocupar o volume morto ou, estando este ocupado, assorear descargas de fundo e tomadas de água.

Uma forma de evitar a retenção desses sedimentos é acionando as descargas de fundo da barragem quando a corrente de densidade se aproximar. Dessa forma, pode-se transportá-la para jusante, impedindo a sedimentação e mantendo a continuidade sedimentológica do rio. Esse tipo de operação se chama descarga de correntes de densidade (tradução livre do termo em inglês *venting*). A vantagem em relação à técnica de descarga de cheias é que não é preciso rebaixar o nível do reservatório. Assim, evita-se o desperdício de água e se permite o controle da sedimentação em grandes reservatórios sem alterar consideravelmente suas regras de operação (KONDOLF et al., 2014).

## 3.2. Descarga de Sedimentos

Considerando os métodos de remoção de sedimentos que já foram depositados no reservatório, pode-se citar a dragagem em suas mais diferentes formas, a escavação em seco e a descarga de sedimentos. Dragagens e escavações utilizam a energia de algum combustível para realizar seu trabalho, ao passo que a descarga de sedimentos emprega a própria energia do escoamento no reservatório.

A descarga de sedimentos é uma técnica que erode os depósitos e mobiliza os sedimentos, transportando-os para jusante em seguida. Relembrando a Equação 3 (continuidade sedimentológica), a técnica se baseia em aumentar a capacidade de transporte do escoamento, fazendo com que a derivada do membro direito seja positiva e isso se reflita na diminuição da espessura do depósito de sedimentos ao longo do tempo. O aumento da capacidade de transporte ocorre pelo crescimento da velocidade ocasionado pelo acionamento das descargas de fundo. A descarga de sedimentos pode ser realizada com ou sem rebaixamento do nível do reservatório. Cada tipo de operação possui objetivos e características diferentes que serão tratados nas próximas duas seções.

### 3.2.1. Descarga com Rebaixamento

Quando a descarga de sedimentos é realizada rebaixando o nível do reservatório de forma que o escoamento na descarga de fundo se estabeleça à superfície livre, a operação é conhecida pelo nome em inglês *drawdown flushing*, aqui traduzido livremente como descarga com rebaixamento. Esta técnica é similar à descarga de cheias na medida em que se rebaixa o nível do reservatório a fim de restabelecer o regime de escoamento original do rio. A diferença reside no objetivo, que na descarga com rebaixamento é erodir os depósitos de sedimento, ressuspendendo e transportando os grãos para jusante através das descargas de fundo. Quando as descargas de fundo são acionadas, há uma concentração do escoamento ao redor da estrutura e o depósito é erodido localmente. Esta é a prática de *pressure flushing* que será descrita em 3.2.2. Assim que estes depósitos são removidos, a ação erosiva cessa a menos que se rebaixe o nível do reservatório. Se o nível é rebaixado (Figura 6), inicia-se um processo de erosão regressiva que se propaga para montante escavando um canal nos depósitos de sedimento (SHEN, 1999). O crescimento da velocidade ocorre em todo

o reservatório e a capacidade de transporte original do rio pode ser reestabelecida, recuperando um volume maior que a descarga pressurizada (FAN; MORRIS, 1998). O rebaixamento do nível também aumenta as velocidades na entrada do reservatório, promovendo a erosão progressiva do delta arenoso e fazendo com que o mesmo se mova em direção ao barramento (BRANDT, 1999). Se o rebaixamento do nível for suficiente para erodir o vértice do delta, ocorre também erosão regressiva a partir desse ponto (LAI; SHEN, 1996).

Basson (1996) afirma que, da mesma forma que para a descarga de cheias, a maior restrição à descarga com rebaixamento é a disponibilidade de água em excesso para que as perdas econômicas em que se incorre por utilizar a água para remover sedimentos em vez de outros usos não superem os ganhos obtidos com a recuperação do volume do reservatório. Assim sendo, aplica-se o mesmo critério de razão entre volume do reservatório e volume médio anual afluyente inferior a 5% para que a técnica seja eficiente.

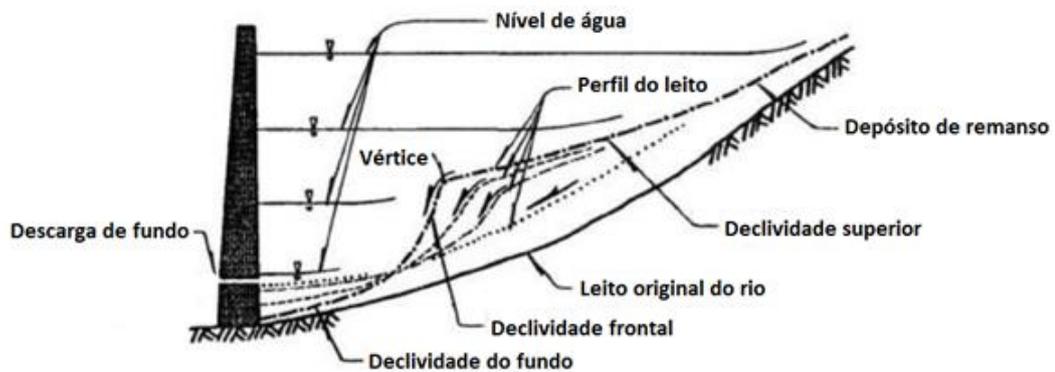


Figura 6: Perfil longitudinal de erosão causada pela descarga com depleção (adaptado de Lai e Shen (1996)).

### 3.2.2. Descarga Pressurizada

Descarga pressurizada (*pressure flushing* em inglês) consiste na operação de descarregadores de fundo sem o rebaixamento do nível do reservatório. Diferentemente da descarga com rebaixamento — que recupera volume perdido para depósitos de sedimentos ao erodi-los como um rio —, somente são removidos sedimentos das imediações da descarga de fundo. A menor erosão faz com que a descarga pressurizada seja inútil para recuperar volume útil no interior do reservatório. Entretanto, isso não exclui sua capacidade de proteger tomadas de água contra a sedimentação.

Considerando uma descarga de fundo assoreada (superfície do depósito de sedimentos acima da geratriz superior da descarga de fundo), o processo de remoção acontece como descrito a seguir. A força motriz do escoamento — e também a que inicia o movimento do depósito de sedimentos — é o gradiente de pressão gerado quando as comportas são abertas. Tal gradiente se deve à diferença de pressão entre a coluna de água a montante da descarga de fundo e o interior do conduto (nível de jusante ou pressão atmosférica no caso de descarga livre)

O colapso do depósito de sedimentos em direção ao interior da descarga de fundo depende do tipo de sedimento que o compõe. No caso em que sedimentos coesivos não consolidados ou levemente consolidados são preponderantes, o colapso se dá por escorregamento de pedaços do depósito e pode ocorrer escoamento plástico da massa de sedimentos (FAN; MORRIS, 1998). No caso de depósito composto por sedimentos não coesivos, o colapso se dá por erosão interna (WU, 1989, apud BRANDT, 1999; MADADI et al., 2017).

Após o estabelecimento do escoamento na descarga de fundo, a erosão do depósito ocorre sobre o leito móvel na forma de erosão regressiva, formando um cone de erosão em frente à descarga de fundo (Figura 7). Dado que as descargas de fundo funcionam como orifícios durante a descarga pressurizada, a extensão do cone está relacionada a esse tipo de escoamento.

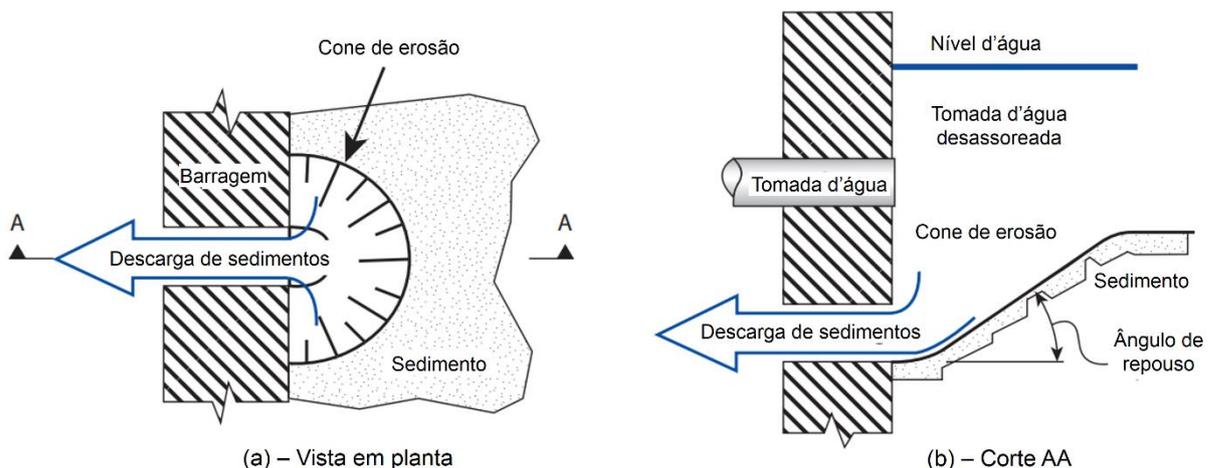


Figura 7: Vista em planta (a) e em corte longitudinal (b) do cone de erosão provocado pela descarga pressurizada (ANNANDALE; MORRIS; KARKI, 2016).

Shammaa et al. (2005) desenvolveram uma solução analítica para o escoamento a montante de orifícios baseada em escoamento potencial que se ajusta muito bem a

dados experimentais e a soluções numéricas. A Figura 8-a mostra os resultados obtidos para a velocidade em direção a montante sobre o eixo de um orifício circular em um escoamento com profundidade infinita. Nota-se que a velocidade decai muito rapidamente com a distância. Tendo em conta a Equação 3, é imediato dar-se conta de que não é possível obter a derivada do membro direito maior que zero a grandes distâncias do orifício. Outros resultados apresentados pelos autores são que as linhas isotacas nas cercanias do orifício têm a forma de semielipsóides e que se transformam em hemisférios a medida que se afastam do orifício (Figura 8-b). Os autores ainda mostram que, no caso de orifícios quadrados e retangulares, a distorção do campo de velocidades em relação às velocidades observadas no orifício circular se limitam à região próxima a eles. Para distâncias de aproximadamente 2 a 3 vezes  $\sqrt{A}$ , sendo  $A$  ( $m^2$ ) a área do orifício, as linhas isotacas se tornam hemisférios como no caso do orifício circular, o que demonstra que a forma do orifício não tem influência para montante a partir dessa distância. Bryant et al. (2008) expandem a solução de Shammaa et al. (2005), incluindo a consideração de gradiente de pressão no orifício (em grandes orifícios esses efeitos não podem ser desprezados), múltiplos orifícios e orifícios próximos à superfície.

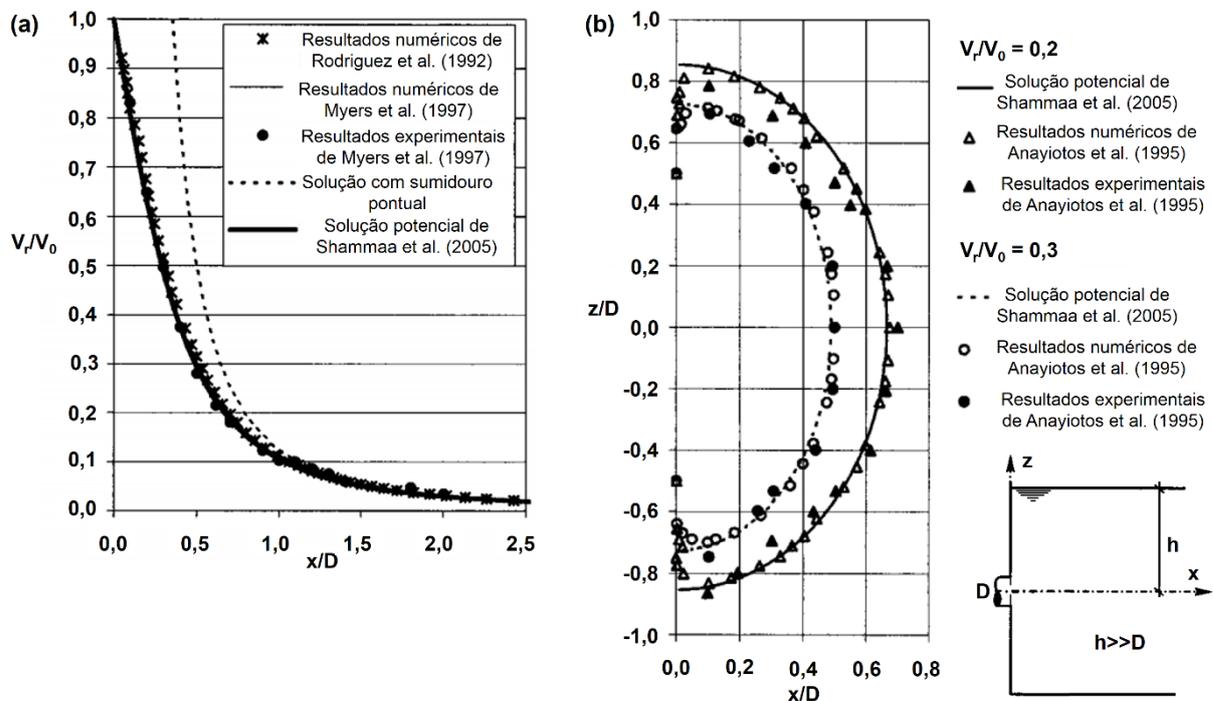


Figura 8: Velocidade longitudinal ao longo do eixo do orifício (a) e linhas isotacas (b) a montante de um orifício circular sem efeitos do fundo e da superfície.  $V_r$  (m/s) é a velocidade longitudinal,  $V_0$  (m/s) é a velocidade média no orifício,  $D$  (m) é o diâmetro do orifício (SHAMMAA et al., 2005).

Powell e Khan (2015) caracterizaram o escoamento a montante de orifícios com fundos fixo e móveis localizados na cota de sua geratriz inferior, apresentando diversos perfis autossimilares de velocidade para orifícios com cone de erosão a montante. A variação da velocidade longitudinal ao longo do eixo do orifício pode ser vista na Figura 9. No caso do leito móvel (dentro do cone de erosão), a velocidade é inferior ao caso de orifício em escoamento com profundidade infinita para distâncias inferiores a uma vez o diâmetro do orifício. A velocidade se aproxima do caso de fundo fixo fora dessa região e ambas coincidem a partir do fim do cone de erosão (aproximadamente 2,7 vezes o diâmetro do orifício).

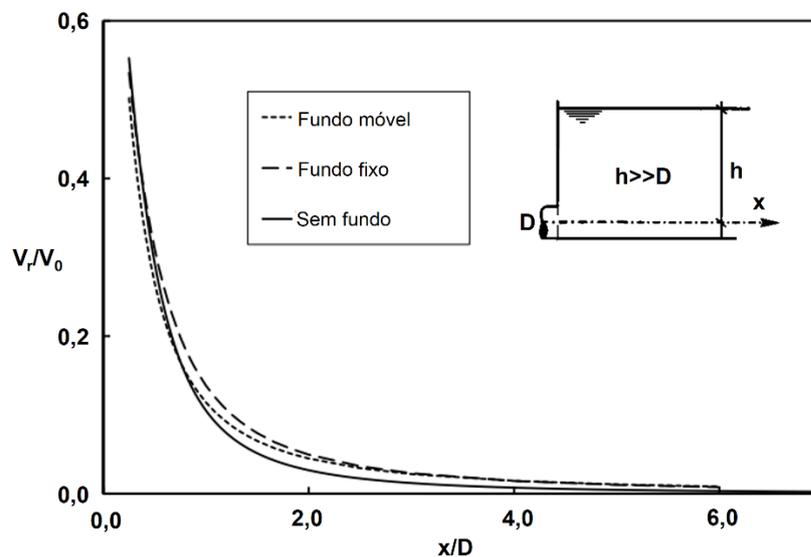


Figura 9: Velocidade longitudinal ao longo do eixo do orifício quando há efeito do fundo; (Fonte: adaptado de Powell e Khan (2015)).

Apesar de a pronunciada redução da velocidade explicar o porquê de não podermos remover grandes quantidades de sedimento com a descarga pressurizada, ela não explica diretamente a extensão do cone de erosão. Na realidade, a descarga de fundo não remove sedimentos somente até a distância em que o escoamento possui capacidade de iniciar o movimento das partículas segundo critérios de início do movimento tais como o de Shields (Equação 1). Powell e Khan (2012) demonstraram experimentalmente que são dois mecanismos sucessivos os responsáveis pelo crescimento do cone de erosão. Quando a descarga é acionada, a erosão inicia pela tensão de cisalhamento no fundo (Figura 10). Essa erosão está relacionada à velocidade do escoamento e ocorre em uma região que tem forma aproximadamente elíptica, como foram descritas as linhas isótacas a montante de um orifício na Figura 8-b. Os

sedimentos são transportados radialmente em direção ao orifício. Ressalta-se que o depósito de sedimentos estava na mesma cota da geratriz inferior da descarga de fundo nos experimentos desses autores. Logo, não houve colapso do depósito de sedimentos por erosão interna.

Após certo tempo, o cone se forma e surgem dois vórtices nas laterais do orifício. Tais vórtices retiram partículas do fundo do cone e as inserem no escoamento principal, que as transporta para jusante pela descarga de fundo. A partir desse momento, o mecanismo inicial de erosão pela tensão de cisalhamento no leito deixa de ser preponderante, pois o escoamento principal já não possui capacidade de transporte devido à diminuição da velocidade com o aumento da seção transversal (crescimento do cone). A declividade do leito ao redor do fundo do cone aumenta porque os vórtices retiram sedimentos dessa região. Inclinações acima do ângulo de repouso do sedimento causam a desestabilização das partículas, que acabam sendo transportadas por rolamento para o fundo do cone, onde são removidas pelos vórtices.



Figura 10: Princípio da erosão por descarga pressurizada (Fonte: Powell e Khan (2012)).

Posteriormente, os dois vórtices são substituídos por um único vórtice maior, e este é substituído por vórtices menores que surgem aleatoriamente e varrem o fundo do cone. Conforme a erosão se aprofunda, sedimentos em sua borda continuam rolando em direção ao fundo, aumentando sua extensão. O processo de remoção pelos vórtices dura muito mais tempo que o processo inicial desencadeado pelo escoamento principal e cessa quando o cone se aprofundou tanto que os vórtices já não são capazes de remover partículas do fundo. A sequência do processo pode ser vista na Figura 11.

A explicação dos autores para a existência dos vórtices é que o escoamento junto ao leito do cone não é radial em direção ao orifício, mas sim paralelo ao fundo. Contudo, o escoamento tende a ser cada vez mais radial conforme se afasta do leito. A diferença entre as velocidades produziria o cisalhamento necessário para a formação dos vórtices. Os resultados mostraram que as dimensões finais em planta do cone são, em média, 1,95 vezes superiores às que se obteriam somente com a erosão causada pelo escoamento principal considerando os critérios clássicos de transporte de sedimentos. Isso evidencia a relevância do escoamento altamente turbulento e tri-dimensional que se forma no interior do cone de erosão.

Pelo processo descrito, pode-se concluir que a pressão é a propriedade do escoamento responsável pelo início da remoção de sedimentos e que a velocidade e a turbulência a ela associada são as propriedades responsáveis pela forma final do cone de erosão. Isso vai ao encontro de afirmações semelhantes feitas por outros autores que estudaram a remoção de sedimentos em descarga pressurizada sem analisar diretamente perfis de velocidade e a turbulência como Fathi-Moghadam et al. (2010).

Diversos modelos empíricos têm sido propostos para estimar a forma final do cone de erosão. Alguns deles podem ser encontrados em: Abreu (2019), Emamgholizadeh e Fathi-Moghdam (2014), Fathi-Moghadam et al. (2010) e Karmacharya et al. (2021).

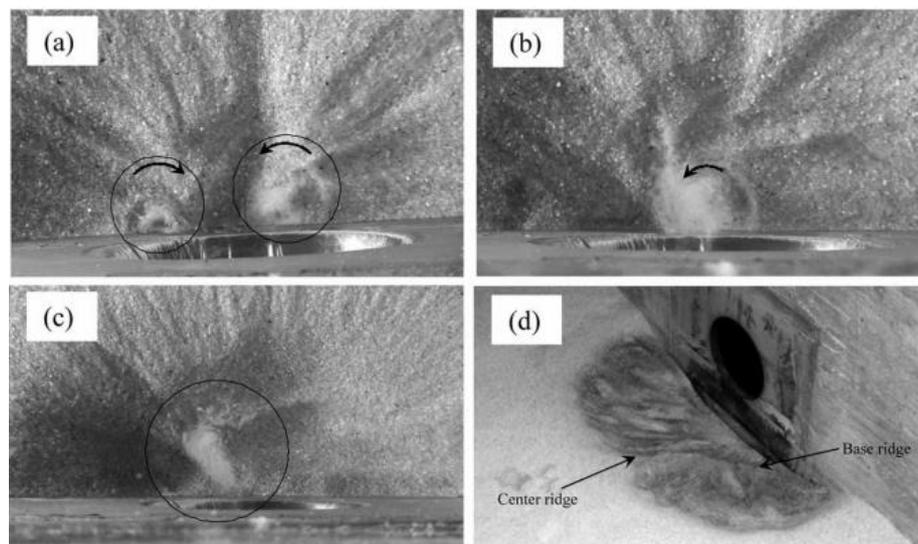


Figura 11: Remoção de sedimentos do fundo do cone de erosão causada por vórtices: vórtices laterais (a), vórtice maior que substitui os iniciais (b), vórtices aleatórios surgem quando com o processo avança (c), forma final do cone de erosão (d) (Fonte: Powell e Khan (2012)).

### 3.2.3. Descarga de Sedimentos com Estruturas Não Convencionais

O exposto até o momento diz respeito a descargas de fundo convencionais, ou seja, orifícios no paramento de montante do barramento. Como será visto na seção 3.3, as descargas de fundo possuem diversas outras aplicações além da remoção de sedimentos e, em geral, não são projetadas para maximizar essa funcionalidade. Nesta seção, serão descritos alguns conceitos de descarga de fundo concebidos com o intuito de priorizar a remoção de sedimentos. Entre eles, a descarga de fundo tubo ranhurado.

Como a descarga com rebaixamento por si só já remove uma quantidade maior de sedimentos, as estruturas tratadas a seguir, com exceção da última, foram concebidas para aumentar a limitada remoção obtida com descarga pressurizada. De forma geral, elas consistem em estruturas acessórias posicionadas a montante da descarga de fundo tradicional. As diferentes geometrias alteram a direção do escoamento principal e geram vórtices além dos observados nas descargas de fundo convencionais, resultando em maior extensão da erosão. Destaca-se que as pesquisas envolvendo exclusivamente descarga pressurizada na última década têm focado na remoção de sedimentos e sugerido modelos para estimá-la em função das características do escoamento. No entanto, não apresentaram formas de determinar tais características do escoamento ao redor das estruturas propostas.

#### 3.2.3.1. Tubo Ranhurado

Jacobsen (1997) apresentou um conceito de tubo ranhurado para remoção de sedimentos depositados chamado SPSS (sigla em inglês para *slotted pipe sediment sluicer*). A estrutura foi descrita como um tubo com uma ranhura longitudinal contínua ou uma linha de ranhuras ao longo da parte inferior do tubo (Figura 12). Sua operação ocorre quando a estrutura está coberta por sedimentos exceto por sua extremidade.

O processo de remoção se dá da seguinte forma. A válvula a jusante é aberta e a estrutura é acionada. Inicialmente não há entrada de sedimento pelas ranhuras. O escoamento começa no extremo de montante e vai em direção à saída por dentro do tubo. Nesse caminho, a velocidade do escoamento suspende sedimentos do fundo do conduto e os transporta para jusante. A remoção de sedimentos do fundo faz com que sedimentos fora do tubo escorreguem para baixo e sejam coletados pelas ranhuras.

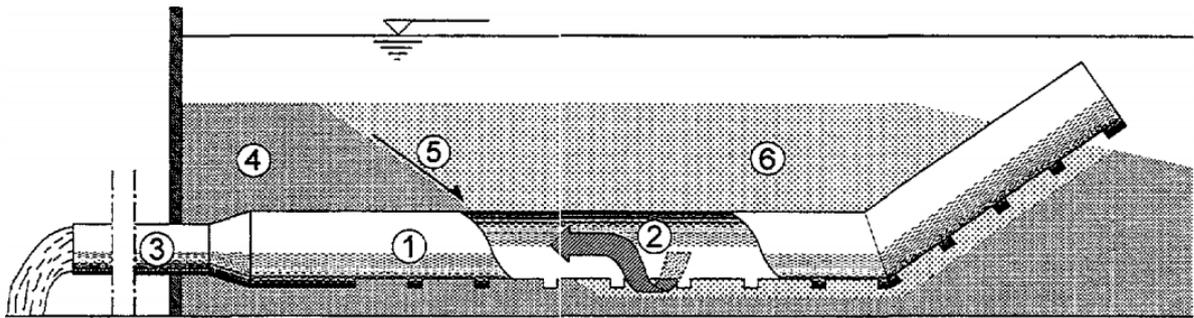


Figura 12: Esquema do SPSS. 1: tubo ranhurado; 2: região em que água e sedimentos são sucionados pelo tubo; 3: tubo de saída; 4: depósito de sedimentos; 5: sedimento escorregando em direção à área de sucção; 6: região de sedimento removido (Fonte: adaptado de Jacobsen (1997)).

A remoção não é uniforme no tempo e no espaço. O autor observou que a maior parte da água e dos sedimentos entram pelo início do tubo (extremidade que emerge do depósito) no começo do processo. A jusante dessa região inicial não ingressa água num primeiro momento, de forma que o tubo ranhurado funciona somente como um conduto fechado. Dessa forma, a sucção de sedimentos pelo movimento da água entrando pelas ranhuras (o principal mecanismo de remoção) ocorre somente na extremidade do tubo no início da operação. Essa região – em que a montante há ingresso de água e sedimentos pelas ranhuras e a jusante o tubo funciona como um conduto comum – foi chamada de ponto de sucção. À medida que o depósito é erodido, o ponto de sucção se desloca progressivamente para jusante, varrendo o depósito do início ao fim do tubo. Foi observado que a velocidade do escoamento através da ranhura é máxima no ponto de sucção e diminui em direção a montante. Devido à sua relevância para esta pesquisa, os aspectos relativos à distribuição de velocidades e perda de carga no SPSS serão tratados na seção 3.4.1.

O autor chama a atenção para a necessidade de dimensionar o tubo ranhurado para transportar uma quantidade ótima de sedimentos. A carga sólida no tubo não deve ser inferior à sua capacidade de transporte para que não haja capacidade ociosa. Tampouco deve ser superior de forma que ocorra sedimentação no interior do conduto a jusante e possíveis obstrução e mal funcionamento. Experimentos em um canal de laboratório e em um reservatório real demonstraram a habilidade do SPSS para remover sedimentos depositados sob descarga pressurizada (Figura 13).

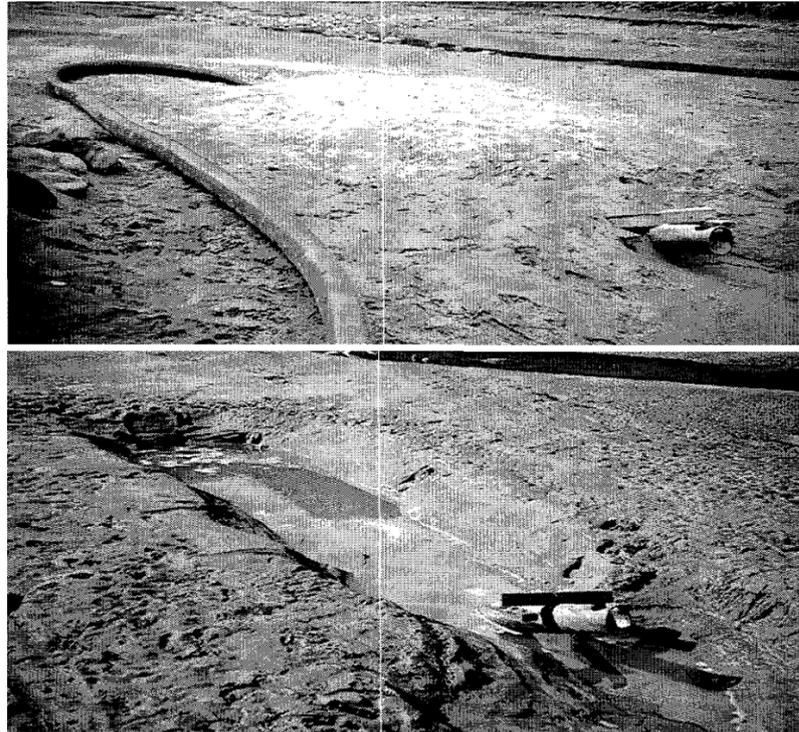


Figura 13: Teste do SPSS em um reservatório no Nepal em 1994. Foto superior: SPSS coberto de sedimentos antes da operação. Foto inferior: erosão causada pela estrutura (Fonte: adaptado de Jacobsen (1997)).

Por sua vez, o conceito de tubo ranhurado estudado nesta pesquisa foi concebido por Paulo et al. (2021) sem conhecimento prévio do trabalho de Jacobsen (1997). Os autores definiram a descarga de fundo tubo ranhurado como um conduto de seção transversal circular com um orifício circular em uma extremidade e ranhuras paralelas à seção transversal do tubo (Figura 14). À diferença do desenho do SPSS, as ranhuras estão voltadas para cima, são mais estreitas e ocupam a metade superior do perímetro da seção do tubo. Tampouco existe a elevação da extremidade de montante.

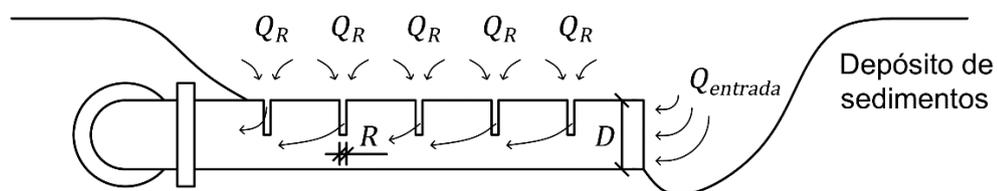


Figura 14: Esquema do tubo ranhurado proposto por Paulo et al. (2021).

Os autores estudaram seu conceito de tubo ranhurado em um modelo físico. Os resultados mostraram que a remoção de sedimentos se dá de forma similar às descargas de fundo tradicionais: colapso do depósito e escorregamento dos sedimentos

em direção ao fundo da cava (não foi usado o termo cone pois a forma da região erodida não se assemelha a um cone) de erosão gerada, onde os sedimentos são succionados pelo escoamento principal através das ranhuras e da extremidade de montante do tubo. Também mostraram que podem ocorrer casos em que a extremidade do tubo não é desobstruída pelo acionamento da estrutura. Uma equação para estimar a extensão da remoção causada pelas ranhuras foi proposta:

$$\Pi^* = 0,28H_s^{*-0,9729} \quad (4)$$

$$H_s^* = \frac{H_s}{H_{sm\acute{a}x}} \quad (5)$$

$$\Pi^* = \left(\frac{H_w}{H_s}\right)^{0.5} \left(\frac{L_s}{D}\right)^{-0.5} \left(\frac{V_R}{\sqrt{gd_{50}}}\right)^{-0.5} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho}\right)^{0.15} \quad (6)$$

nas quais  $D$  (m) é o diâmetro interno do conduto,  $V_r$  (m/s) é a velocidade média nas ranhuras,  $H_{sm\acute{a}x}$  (m) é a espessura total do depósito de sedimentos acima do eixo da descarga de fundo,  $L_s$  (m) é a distância entre o limite da estrutura e o talude da cava de erosão,  $H_w$  (m) é a coluna de água acima do eixo da descarga de fundo,  $d_{50}$  (m) é o diâmetro mediano dos grãos,  $\rho$  (kg/m<sup>3</sup>) é a massa específica da água,  $\rho_s$  (kg/m<sup>3</sup>) é a massa específica do sedimento e  $g$  (m/s<sup>2</sup>) é a aceleração gravitacional.

### 3.2.3.2. Estrutura Semiconfinada com Pilares

Madadi et al. (2016) conceberam a estrutura retratada na Figura 15, aqui chamada de estrutura semiconfinada com pilares (tradução livre de *semi-confined piles group structure*). Consiste em um grupo de pilares dispostos a montante de uma descarga de fundo e cobertos por uma superfície. O objetivo é gerar efeitos erosivos locais análogos aos observados na erosão local de pilares de ponte e, assim, aumentar o alcance de remoção da descarga pressurizada. Além da erosão causada pelos vórtices descritos na seção 3.2.2, a erosão ocorre pelos vórtices gerados ao redor dos pilares (vórtices em ferradura e esteira de vórtices), pela aceleração do escoamento no espaço entre os pilares e por um grande vórtice que se forma em frente ao orifício (Figura 16).

Os autores investigaram a influência do espaçamento entre pilares, do diâmetro dos pilares e de sua distância até o orifício. Os resultados demonstraram que foi possível aumentar em até 250% o volume de depósito erodido em relação a um experimento de referência com apenas o orifício. A estrutura é muito interessante no sentido de manter livre de sedimentos uma grande região à frente da descarga de fundo e impedir o ingresso de grandes corpos que poderiam obstruí-la e impedir o fechamento das comportas. Entretanto, os autores não comentam a respeito da quantidade de sedimento que pode se depositar sobre a superfície que confina os pilares e o orifício. Considerando que há uma tomada d'água acima, a mesma poderia continuar ameaçada pela sedimentação em alguma medida.



Figura 15: Estrutura semiconfinada com pilares (Fonte: adaptado de Madadi et al. (2016)).

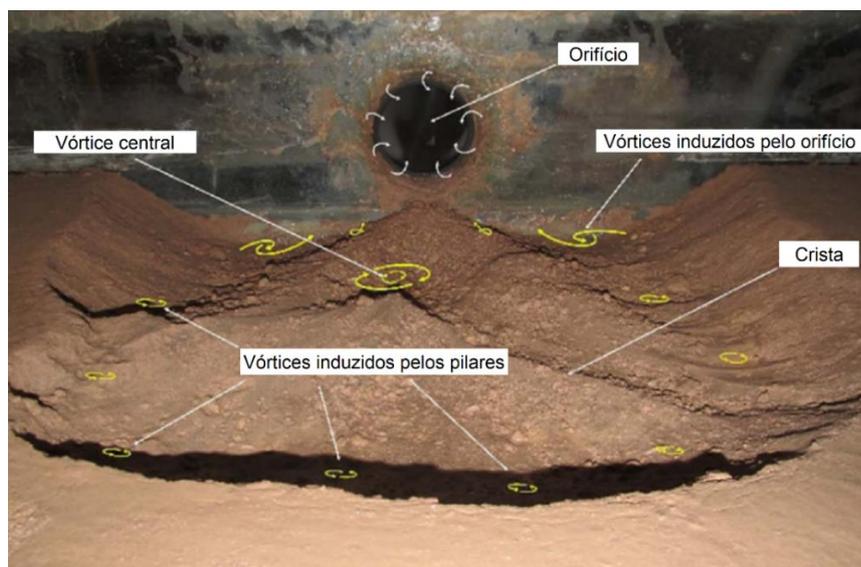


Figura 16: Erosão causada pelos vórtices gerados pela estrutura semiconfinada com pilares e erosão resultante (Fonte: adaptado de Madadi et al. (2016)).

### 3.2.3.3. Projecting Semi-Circular Structure

A estrutura apresentada na Figura 17 foi proposta por Madadi et al. (2017) e se chama PSC (sigla em inglês para *projecting semi-circular structure*). É composta por um conduto cortado longitudinalmente e posicionado perpendicularmente ao barramento. Além dos vórtices gerados pelo orifício, o escoamento no interior do tubo erode e transporta sedimentos para jusante primeiramente com erosão progressiva e depois com erosão regressiva. Além disso, o depósito de sedimento nas laterais é erodido por erosão interna e os grãos são inseridos no escoamento principal por baixo da estrutura.

Os autores investigaram a influência do diâmetro e do comprimento do tubo. Os resultados demonstraram que foi possível aumentar até 4,5 vezes o volume de depósito erodido em relação a um experimento de referência com apenas o orifício. O conceito da PSC é muito similar ao tubo ranhurado com ranhura infinita concebido por Jacobsen (1997). Inclusive, a maior erosão observada na região mais próxima do orifício condiz com a distribuição de velocidades observada no SPSS (a velocidade de ingresso na ranhura é máxima na transição entre tubo ranhurado e conduto fechado). Da mesma maneira, a PSC possui a vantagem de dificultar a sedimentação no interior da estrutura.

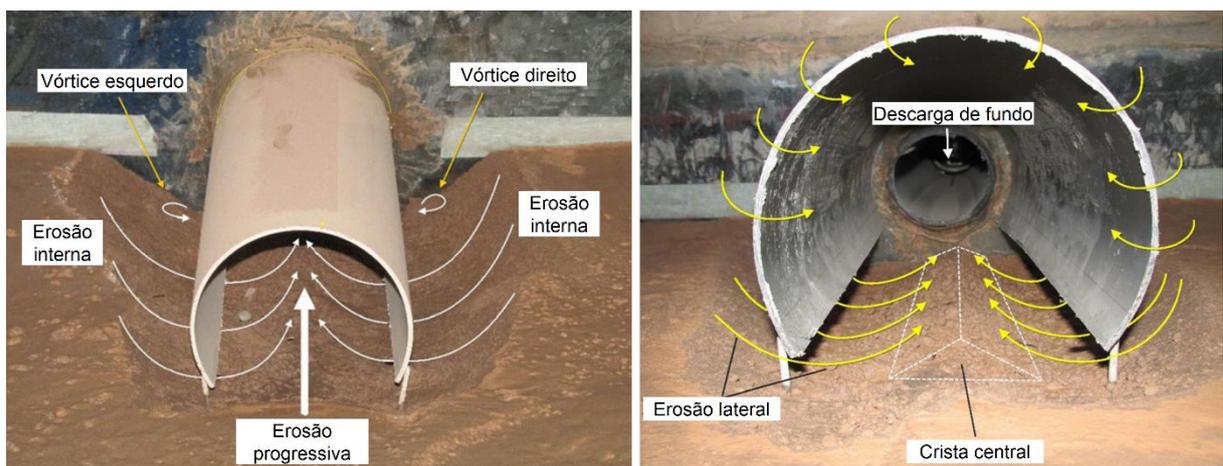


Figura 17: Descarga de fundo PSC e cava de erosão que sua operação gera (Fonte: adaptado de Madadi et al. (2017)).



Figura 18: Descarga de fundo DBE e a cava de erosão sua operação gera (Fonte: adaptado de Haghjoui et al. (2021)).

Haghjoui et al. (2021) propuseram uma variação da PSC chamada DBE (sigla em inglês para *dendritic bottomless extended structure*). Consiste em três PSC's que convergem em direção ao orifício, cobrindo uma grande área à frente da descarga de fundo (Figura 18). A maior diferença em relação à PSC é na forma da erosão. O depósito sofre uma erosão mais profunda e larga em frente ao orifício devido à convergência do escoamento dos três braços da DBE.

#### 3.2.3.4. Palhetas Submersas

Beiramipour et al. (2021) investigaram a influência de palhetas submersas (tradução livre do termo em inglês *submerged vanes*) em frente à descarga de fundo durante a descarga pressurizada. Como pode ser visto na Figura 19, as palhetas consistem em duas chapas verticais inclinadas em relação à direção do escoamento principal. O conceito se baseia no uso de estruturas semelhantes no controle da sedimentação e da erosão em rios. O escoamento que se forma ao redor das palhetas gera vórtices que suspendem os sedimentos do leito. Os autores investigaram o efeito da separação entre as palhetas, de sua distância à descarga de fundo, de sua orientação (convergente ou divergente) em relação ao escoamento principal, do ângulo de inclinação em relação ao eixo da descarga de fundo e da altura das palhetas acima do

depósito de sedimentos sobre as dimensões do cone de erosão e do volume de sedimentos removido. A presença das palhetas causou um aumento de 102%, 164% e 267% no comprimento, na largura e na profundidade do cone de erosão, respectivamente, em relação a um experimento de referência com apenas o orifício.

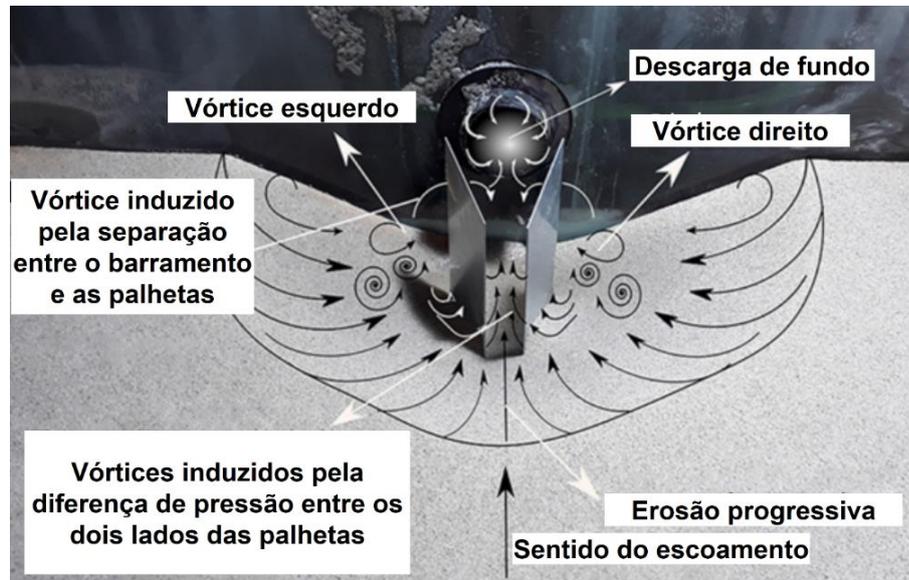


Figura 19: Palhetas submersas em frente a uma descarga de fundo (Fonte: adaptado de Beiramipour et al. (2021)).

### 3.2.3.5. Descarga de Fundo com Vertedouro

Van der Spuy (2020) desenvolveu uma estrutura com o intuito de impedir a acumulação de grandes detritos junto à descarga de fundo, o que pode causar sua obstrução ou impedir o seu fechamento após um acionamento, levando ao esvaziamento descontrolado do reservatório. A montante da descarga de fundo há um vertedouro (Figura 20). Quando se realiza descarga com rebaixamento, o fluxo é guiado por paredes laterais e verte pela crista, gerando escoamento supercrítico no pé do vertedouro e na entrada da descarga de fundo. As altas velocidades nessa região possuem capacidade de transportar grandes corpos (rochas de até 1,5 m de diâmetro para o caso estudado), impedindo a obstrução da descarga de fundo. Executando descarga com rebaixamento, a descarga de fundo pode permanecer sempre desobstruída, pois o vertedouro retém sedimentos a montante até a cota da soleira e impede que haja deposição em frente à descarga de fundo.

Em caso de descarga pressurizada, funciona como uma descarga de fundo tradicional, sem diferença perceptível no cone de erosão entre os casos com e sem a presença do vertedouro. Contudo, é importante ter em conta que o volume morto do reservatório passa de ser contado abaixo da geratriz inferior da tomada da descarga de fundo para ser contado abaixo da cota da soleira do vertedouro.

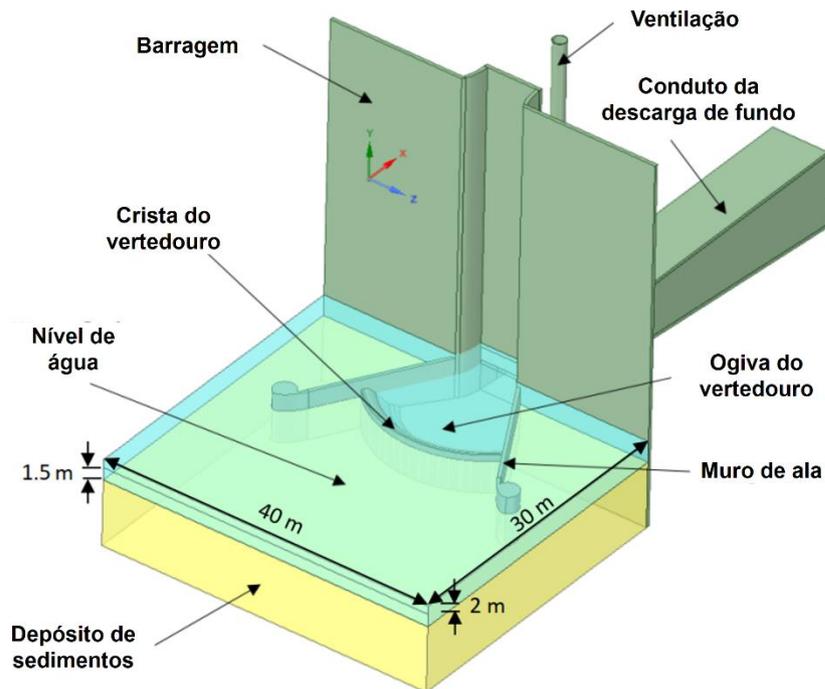


Figura 20: Descarga de fundo com vertedouro (Fonte: adaptado de Van der Spuy (2020)).

#### 3.2.4. Impactos Ambientais da Descarga de Sedimentos

Os impactos da descarga de sedimentos estão relacionados à concentração de sólidos enviada para jusante e à sua permanência no ambiente aquático. Os sedimentos acumulados no reservatório são liberados em pulsos de alta concentração, os quais são especialmente problemáticos se forem acompanhados de épocas de baixas vazões no rio. Neste caso, é possível que o escoamento não possua capacidade de transportar todo o sedimento liberado, que pode ficar depositado por anos a jusante do barramento (KONDOLF, 1997).

Hauer et al. (2018) descreveram os impactos das descargas de sedimento sobre a biota aquática como diretos e altamente dinâmicos. Descargas com rebaixamento podem gerar períodos relativamente longos de alta concentração de sedimentos em suspensão. Podem ocorrer efeitos diretos relacionados a condições estressantes ou

de dano físico aos organismos e efeitos indiretos como perda de habitat. Os principais efeitos sobre a qualidade da água são a diminuição da concentração de oxigênio dissolvido e o aumento da concentração de sólidos em suspensão. O conseqüente aumento da turbidez altera a produtividade primária, afetando toda a cadeia alimentar. Essas condições podem ser estressantes para peixes, que ficam menos resistentes a doenças e a substâncias tóxicas, além de poder obstruir suas guelras e diminuir sua capacidade de absorver oxigênio. Sedimento fino também pode se depositar e ocupar o espaço entre os grãos maiores que compõem o leito do rio, afetando o habitat de macroinvertebrados bentônicos e o local de desova de algumas espécies de peixes. A resposta a esses impactos varia: alguns organismos bentônicos podem recuperar sua distribuição em algumas semanas ou meses, mas peixes podem levar muitos anos para se reestabelecer.

Peteuil et al. (2013) propuseram uma prática de descarga de sedimentos que mitiga seus impactos negativos. Envia-se a jusante somente a concentração de sedimentos que o ambiente pode suportar ao diluir a alta concentração de sedimentos liberada pela descarga de fundo com água de baixa concentração de sólidos em suspensão advinda de uma tomada de água localizada na metade da altura da barragem. Aliando esta técnica com a medição em tempo real da concentração descarregada, a barragem Genissiat (rio Ródano, França) tem tido sucesso em recuperar volume do reservatório mitigando os impactos ambientais da descarga de sedimentos.

### **3.3. Descargas de Fundo**

A seção 0 tratou de uma das técnicas de manejo da sedimentação em reservatório que se realiza empregando as descargas de fundo de uma barragem. Esta seção tratará das descargas de fundo em si, apresentando aspectos referentes a seu dimensionamento e funcionamento.

#### **3.3.1. Princípios Gerais de Funcionamento**

Descargas de fundo são estruturas essenciais para a realização das descargas de sedimento. Sua aplicação não é recente, sendo amplamente adotada há mais de seis décadas em reservatórios em todo o mundo (CHAUDHRY; REHMAN, 2012). Seu

uso mais antigo registrado data do século XVI na Espanha (BRANDT, 1999). As descargas de fundo cumprem diversas funções (AMIRSAYAFI, 2015):

- Esvaziar o reservatório para inspeção, manutenção e esvaziamento de emergência;
- Auxiliar o vertedouro a evacuar cheias extraordinárias;
- Controlar o primeiro enchimento do reservatório;
- Conduzir vazões ecológicas para jusante em arranjos de derivação;
- Evacuação de cheias durante a construção da barragem;
- Permitir a remoção de sedimentos.

Segundo Hager et al. (2021), o projeto de descargas de fundo possui os seguintes requerimentos:

- escoamento sem descolamentos no funcionamento pleno da estrutura;
- Dissipação de energia na saída;
- Inexistência de vazamentos;
- Operação simples e imediata;
- Facilidade de acesso para operação e manutenção;
- Desenho econômico;
- Longevidade.

Devido às grandes cargas hidráulicas a que pode estar submetida a descarga de fundo, as complicações durante sua operação envolvem, basicamente, aos efeitos causados pelas altas velocidades que ocorrem na estrutura (HAGER et al., 2021). Os problemas estão relacionados a cavitação, abrasão, vibração e aeração. Outros problemas — não relacionados diretamente às altas velocidades — são a obstrução das comportas por detritos e depósitos de sedimento.

De forma geral, as descargas de fundo são tomadas d'água localizadas próximas da base do barramento, seguidas por um conduto que restitui a água ao rio a jusante. Ao longo da estrutura, ocorrem escoamentos sob pressão e à superfície livre. O local onde cada um ocorre depende do tipo e posição do controle do escoamento (comportas, válvulas) e do nível de jusante (NOVAK et al., 2007). A Figura 21 apresenta um

esquema genérico de descarga de fundo. A estrutura inicia como uma tomada d'água como as outras do barramento: uma grade de proteção contra detritos e um perfil hidrodinâmico para diminuir as perdas de carga. A seguir, vem o conduto funcionando sob pressão. Em seguida, há um estreitamento para a seção das comportas, que se torna uma seção quadrada, o que facilita a construção e operação das comportas. A jusante das comportas ocorre escoamento à superfície livre e a seção transversal do conduto se expande. Dependendo das condições, pode ser necessária uma tomada de ar imediatamente a jusante das comportas para manter condições seguras de operação. É imprescindível que o escoamento passe de conduto forçado para superfície livre exatamente na seção das comportas, pois a existência de escoamento sob pressão a montante e a jusante da comporta pode gerar vibrações indesejadas e cavitação (HAGER et al., 2021).

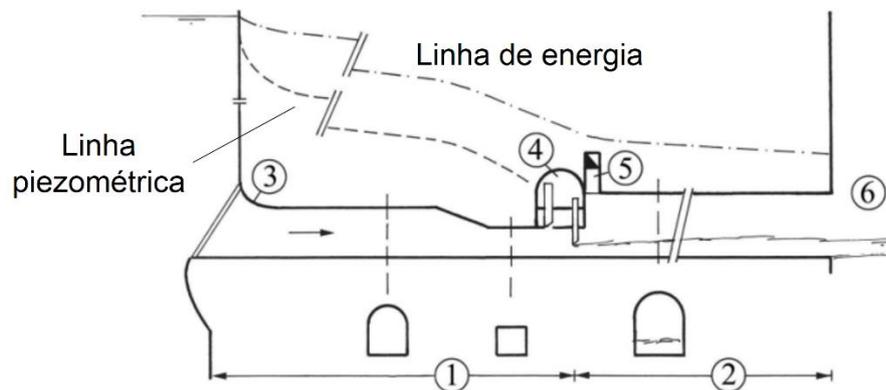


Figura 21: Esquema geral de descargas de fundo: trecho sob pressão (1); trecho à superfície livre (2); tomada de água (3); câmara das comportas (4); tomada de ar (5); saída (6) (Fonte: adaptado de Hager et al. (2021)).

A vazão conduzida pela descarga de fundo depende do tipo de escoamento que se gera a jusante das comportas. Se o escoamento ocorre à superfície livre, a comporta funciona como um orifício (Figura 23-b) e controla a vazão segundo a equação

$$Q = C_d a_c b_c \sqrt{2gH_w} \quad (7)$$

na qual  $Q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) é a vazão,  $C_d$  (adimensional) é o coeficiente de descarga,  $a_c$  (m) é a abertura da comporta,  $b_c$  (m) é sua largura. O coeficiente de descarga pode ser obtido pelo gráfico da Figura 22, onde  $a_c^* = a_c/H_w$ .

Valores de  $C_d$  obtidos experimentalmente podem sofrer efeitos de escala dependendo do tamanho do modelo físico utilizado. Nago (1977) estudou experimentalmente o efeito de escala em escoamentos à superfície livre sob comportas e demonstrou que o coeficiente de descarga aumenta quando a escala do modelo físico é diminuída. Além disso, chegou às conclusões de que: 1) a escala necessária para negligenciar seu efeito cresce com o aumento da abertura relativa da comporta e 2) o efeito de escala pode ser desconsiderado em estudos com aberturas de comporta superiores a, aproximadamente, 6 cm se o fluido for água.

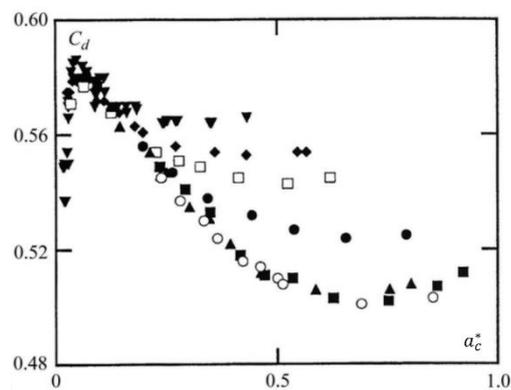


Figura 22: Coeficiente de descarga de uma comporta plana (Fonte: adaptado de Hager et al. (2021)).

Se o escoamento a jusante da comporta ocorre sob pressão (Figura 23-a), a seção das comportas atua somente como uma perda de carga localizada no conduto e a vazão é controlada pela seção do conduto forçado (USB, 1987), podendo ser obtida pelos métodos tradicionais da hidráulica (equação de Bernoulli).

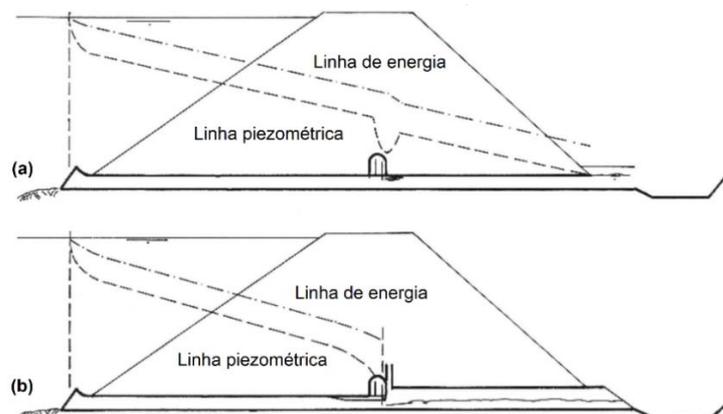


Figura 23: Diferenças na linha de energia do escoamento entre o caso de escoamento sob pressão em todo o conduto (a) e o caso em que há transição para superfície livre (b) (Fonte: adaptado de Hager et al. (2021)).

Em geral, descargas de fundo não são instaladas no corpo de barragens de materiais soltos pois sua operação pode causar erosão no talude de montante ou erosão interna no maciço (HAGER et al., 2021). Tampouco é uma estrutura para uso permanente, mesmo em barragens de concreto, devido aos problemas de cavitação, vibrações, esforços hidrodinâmicos e abrasão. Em relação à forma da seção transversal da tomada de água, Dreyer (2018) demonstrou que seções quadradas e retangulares com relação entre base a altura 2:1 geram cones de erosão maiores que as descargas de seção circular.

### 3.3.2. Controle do Escoamento

As comportas são classificadas pela NBR 7259/01 como comportas de translação, rotação ou translorrotação em função do tipo de movimento que executam. As comportas de translação ainda podem ser classificadas em comportas de deslizamento (cuja estrutura principal se movimenta simplesmente deslizando dentro de seus nichos) ou de rolamento (cuja estrutura se movimenta em seus nichos através de rodas ou rolos).

Em geral, descargas de fundo possuem duas comportas em série (FAN; MORRIS, 1998). A de jusante é a comporta de serviço e a de montante serve para fechamentos de emergência e para realizar manutenção da comporta de serviço, como se pode ver no esquema da Figura 24-a. Segundo Hager et al. (2021), os principais tipos de comportas utilizados em descargas de fundo são as comportas deslizantes (por exemplo, comportas gaveta e ensecadeira), de rolamento (por exemplo, comportas vagão, lagarta e Stoney) e segmento. As comportas deslizantes são usadas como as comportas de serviço, ao passo que as comportas de rolamento normalmente são usadas como a comporta de emergência.

Em descargas de fundo em que o controle é feito a jusante (na saída do conduto), podem ser usadas válvulas como as de cone fixo (Figura 24-b), de jato oco e tipo agulha. Essas válvulas possuem a função de gerar um escoamento disperso e aerado, auxiliando na dissipação de energia do jato (NOVAK et al., 2007).



### 3.3.3. Cavitação

Falvey (1990) define a cavitação como a formação de uma bolha ou vazio em um líquido. A formação de bolhas no escoamento ocorre quando a pressão se reduz localmente devido ao aumento local da velocidade, à separação do escoamento ou à diminuição da altitude. A pressão pode atingir valores inferiores à pressão de vapor da água quando diminui continuamente por um aumento de velocidade, favorecendo a formação de bolhas de vapor. A pressão do escoamento tende a aumentar acima da pressão de vapor a jusante do local de formação das bolhas, causando sua implosão. O fenômeno em si não é um problema. As complicações surgem se o colapso ocorrer junto a superfícies sólidas. Neste caso, as bolhas possuem um efeito abrasivo que a danifica as superfícies, rompendo-as e removendo fragmentos.

A cavitação está relacionada a irregularidades nas fronteiras sólidas do escoamento. Superfícies muito rugosas ou alterações bruscas (como os nichos das comportas) — onde o fluido pode descolar — favorecem a cavitação. O revestimento e a geometria da descarga de fundo devem ser projetados e executados de forma controlada e rígida em relação a imperfeições de superfícies, buscando o escoamento mais contínuo possível. Além de garantir a regularidade das superfícies, a cavitação pode ser evitada ao prover a aeração necessária ao escoamento. Em escala crescente de resistência à cavitação, materiais comumente usados são concreto, alumínio e cobre, aço inoxidável (HAGER et al., 2021).

A descarga de fundo também está sujeita à abrasão causada pelos grãos de sedimentos descarregados. É importante considerar este problema no projeto de uma descarga de fundo para remoção de sedimentos, pois irregularidades causadas por abrasão podem favorecer a cavitação (HAGER et al., 2021).

### 3.3.4. Aeração

O escoamento a jusante das comportas é um escoamento bifásico de ar e água no qual as duas fases se movem de forma separada ou misturada. Manter a aeração do escoamento é necessário para evitar a ocorrência de pressões subatmosféricas a jusante das comportas, reduzindo as chances de ocorrerem vibrações e cavitação (HAGER et al., 2021).

A aeração a jusante das comportas pode ser feita de três formas (Figura 26). O ar pode ingressar: pela parte superior do conduto a partir de sua desembocadura, a partir de uma tomada de ar no teto do conduto a imediatamente a jusante das comportas, ou a partir de um aerador de fundo. Para condutos curtos, a tomada de ar em é desnecessária em geral. Para túneis longos em relação a seu diâmetro, a tomada de ar tende a ser necessária (HAGER et al., 2021).

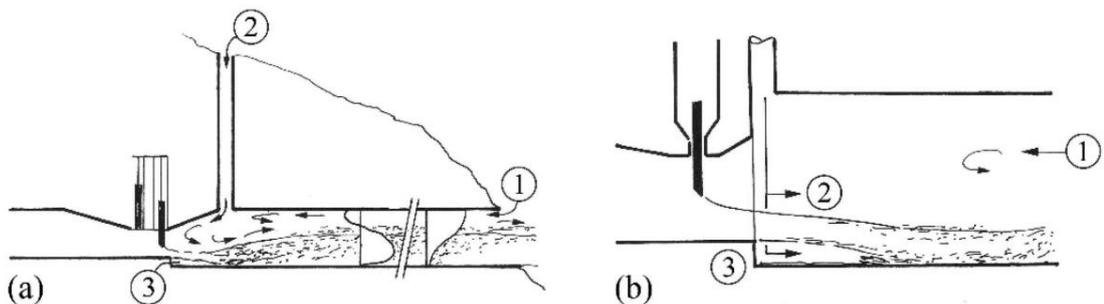


Figura 26: Formas de admissão de ar no escoamento a jusante de comportas: entrada de ar pela saída do conduto no sentido contrário ao escoamento de água (1), tomada de ar no teto do conduto (2), aerador de fundo (3) (Fonte: adaptado de Hager et al. (2021)).

### 3.3.5. Dissipação de Energia

O escoamento na saída da descarga de fundo normalmente possui alta velocidade e, portanto, alto poder erosivo. A dissipação de energia desse escoamento se faz, então, necessária. A solução adotada varia em função da condição de jusante e do tipo de escoamento no conduto (NOVAK et al., 2007). As duas maneiras tradicionais de dissipar energia nesse caso são: aerar e dispersar o escoamento (válvulas cônicas ou salto esqui, por exemplo), ou reduzir a vazão específica usando bacias de dissipação análogas às dos vertedouros. Se for possível, a descarga de fundo e os vertedouros podem compartilhar a mesma bacia de dissipação.

## 3.4. Perda de Carga

Nesta dissertação, usam-se os termos “energia total” e “perda de carga” (propriedades do escoamento com unidades de energia por unidade de volume —  $J/m^3$ , por exemplo) para tratar dos fenômenos relacionados a eles conceitualmente. Quando da

quantificação destas propriedades, utilizam-se os termos “altura de energia total”, “altura de perda de carga”, “altura de pressão” e “altura de energia cinética” (propriedades do escoamento expressas em unidades de altura de coluna de fluido — no caso desta pesquisa, em metros de coluna de água ou somente metros).

A energia total na seção transversal do escoamento em um conduto é definida como a soma da energia potencial de posição em relação a um plano de referência, da energia de pressão e da energia cinética. Esta relação pode ser expressa em metros de coluna de fluido pela equação

$$E = Z + \frac{P_m}{\gamma} + \alpha \frac{V_0^2}{2g} \quad (8)$$

na qual  $E$  (m) é a altura de energia total na seção,  $Z$  (m) é a cota do centro da seção transversal,  $P_m$  é a pressão média na seção (Pa),  $\gamma$  é o peso específico do fluido ( $\text{N/m}^3$ ),  $V_0$  é a velocidade média na seção (velocidade de referência) (m/s), e  $\alpha$  (adimensional) é o fator de correção da energia cinética ou coeficiente de Coriolis, definido como

$$\alpha = \frac{\int_A v^3 dA}{V_0^3 A} \geq 1 \quad (9)$$

sendo  $v$  (m/s) a velocidade em um ponto do perfil de velocidades na seção transversal, e  $A$  a área da seção transversal do escoamento. O coeficiente de Coriolis representa a razão entre o fluxo de energia cinética associado ao perfil de velocidades e o fluxo de energia cinética associado à velocidade média, podendo ser entendido como uma medida de quanto o perfil de velocidades se afasta da velocidade média na seção transversal calculada pela equação da continuidade ( $V_0 = Q/A$ ). Os segundo e terceiro membros do lado direito da Equação 8 são, respectivamente, a altura de pressão ( $P_m/\gamma$ ) e altura de energia cinética ( $\alpha V_0^2/(2g)$ ).

A redução da energia total entre duas seções do escoamento é o que se denomina perda de carga, sendo uma conversão irreversível de energia mecânica do escoamento em calor (Idelchik, 2008). A perda de energia se dá por dois mecanismos: dissipação viscosa direta e produção de turbulência. Devido à presença das fronteiras

sólidas do escoamento e à condição de não deslizamento, gera-se um gradiente de velocidades próximo às paredes que está relacionado tanto à dissipação viscosa como à produção de turbulência.

Na prática da engenharia, a perda de carga é dividida em dois tipos. A perda de carga distribuída é a redução da energia total observada em longos trechos de conduto sem singularidades. Nestes condutos, a dissipação se dá diretamente pela viscosidade ou pela turbulência gerada pelas paredes do conduto. Por sua vez, a perda de carga singular é a redução da energia total observada ao longo de singularidades no escoamento (curvas, mudanças de forma ou tamanho da seção transversal, junções ou bifurcações, válvulas, grades entre outras). Neste caso, a dissipação de energia se dá, principalmente, pela produção de energia cinética turbulenta gerada pelos efeitos das geometrias das singularidades sobre o escoamento.

A altura de perda de carga singular pode ser expressa como uma fração da altura de energia cinética

$$\Delta h_s = K_s \frac{V_0^2}{2g} \quad (10)$$

em que  $\Delta h_s$  (m) é a altura de perda de carga singular e  $K_s$  (adimensional) é o coeficiente de perda de carga singular. O coeficiente de perda de carga representa, principalmente, o efeito da geometria da singularidade sobre o escoamento, mas também pode depender do número de Reynolds e da rugosidade.

O valor do coeficiente de perda de carga singular da maioria das singularidades encontradas em tubulações convencionais independe do número de Reynolds ( $Re$ ), em geral, se este é superior a  $2 \times 10^5$  (Idelchik, 2008). Isso não significa, entretanto, que  $K_s$  não dependa de outros fatores. As condições de aproximação do escoamento a montante de uma curva, por exemplo, podem alterar o coeficiente de perda de carga, aumentando-o ou diminuindo-o em função da forma do perfil de velocidades. Em singularidades com um comprimento considerável, a perda de carga distribuída pode ser relevante. A Figura 27 mostra um exemplo como o coeficiente de perda de carga singular de uma curva pode variar em função da rugosidade das paredes do conduto ( $\varepsilon$ ). A título de comparação, a Figura 28 apresenta o diagrama de Moody, que é uma das formas de determinação do coeficiente de perda de carga distribuída. Os gráficos das figuras possuem comportamentos semelhantes: quanto menor é a rugosidade relativa,

menor é o valor do coeficiente de perda de carga e maior é o valor do número de Reynolds a partir do qual o valor do coeficiente apenas depende da rugosidade relativa.

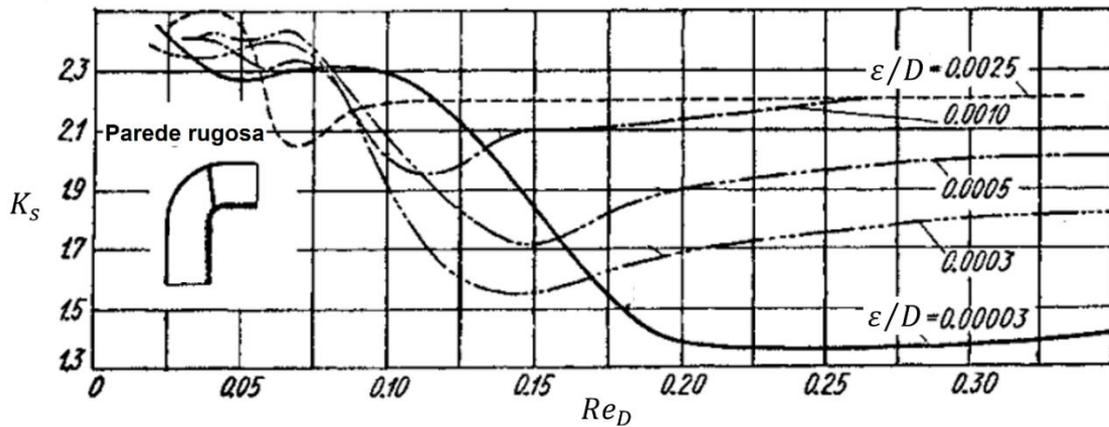


Figura 27: Coeficiente de perda de carga singular em uma curva em função do número de Reynolds baseado no diâmetro interno e na rugosidade das paredes (Fonte: adaptado de Idelchik (2008)).

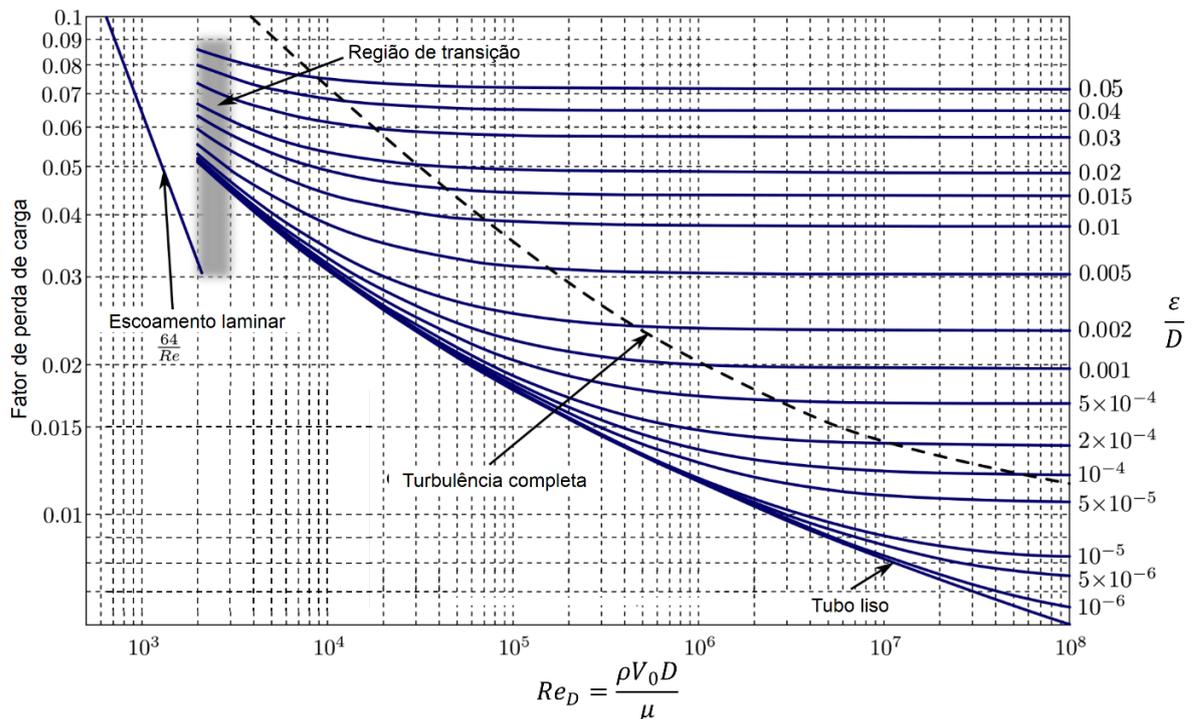


Figura 28: Diagrama de Moody (Fonte: adaptado de Beck e Collins (2016)).

A perda de carga singular se distribui por uma distância a montante e a jusante da singularidade, apesar de considerarmos seu efeito como um degrau na linha de energia em aplicações práticas de hidráulica (Figura 29). Montante e jusante não se

referem exatamente às seções onde a singularidade começa e termina, pois sua presença altera a uniformidade do escoamento e se faz sentir além desses locais. Idelchik (2008) afirma que, em geral, os coeficientes de perda de carga são obtidos entre pontos em que o escoamento está bem estabelecido como as seções 1 e 3 na Figura 29, na qual há um exemplo de como a influência de uma singularidade pode se propagar a montante e a jusante. Como o escoamento é considerado uniforme nas seções de medição, desconsidera-se o coeficiente de Coriolis na Equação 10 pois, neste caso,  $\alpha \cong 1$ . No caso em que não se meça em uma seção de escoamento uniforme, o coeficiente de Coriolis é embutido no coeficiente de perda de carga singular.

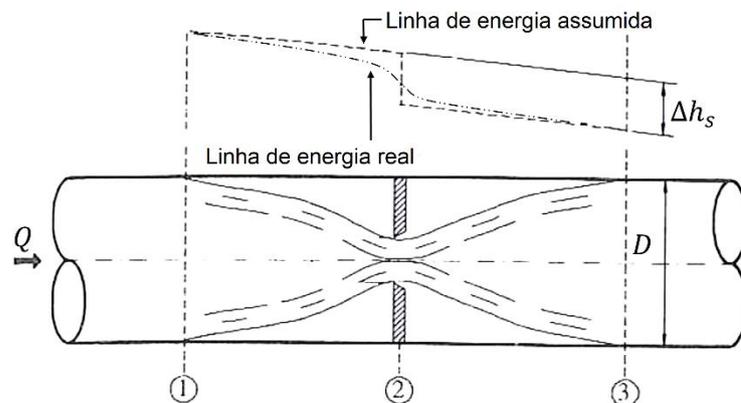


Figura 29: Efeito localizado do orifício em (2). A montante de (1) e a jusante de (3), o escoamento não é influenciado pela contração (Fonte: adaptado de Porto (2006)).

Se duas singularidades estiverem posicionadas a uma distância menor que a necessária para o escoamento se estabilizar, seu efeito deve ser considerado em conjunto e a não linearidade na superposição de seus efeitos deve ser levada em conta. Idelchik (2008) também afirma que o valor de  $K_s$  pode variar consideravelmente para uma mesma singularidade, porque detalhes da geometria como acabamento interno das conexões, existência de rebarbas etc. podem afetar o coeficiente.

A descarga de fundo tubo ranhurado possui diversas singularidades: a tomada de água na extremidade do tubo, as ranhuras e a curva a  $90^\circ$ . Além disso, são curtos os trechos de conduto retilíneos e sem aberturas. Isso indica que a estrutura deve ser tratada como uma singularidade.

### 3.4.1. Perda de Carga no SPSS

Jacobsen (1997) obteve teoricamente a distribuição de velocidades ao longo do SPSS. Considerando uma ranhura de comprimento infinito na parte inferior de um tubo (Figura 30), a velocidade  $V_{s,x}$  (m/s) do escoamento através de uma ranhura em uma posição  $x$  (m) é dada por

$$V_{s,x} = \sqrt{\frac{2gh_x}{1 + K_s}} \quad (11)$$

em que  $h_x$  (m) é a diferença de pressão entre o exterior e o interior do conduto em um ponto  $x$ .

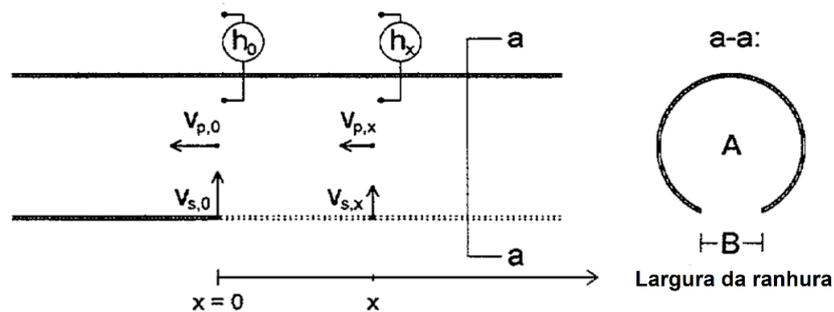


Figura 30: Escoamento através de uma ranhura infinitamente longa no inferior de um conduto circular.  $V_{s,x}$  (m/s) é velocidade através da ranhura na posição  $x$ ;  $h_{s,x} = h_x$  (m) é a diferença de pressão entre o exterior e o interior do conduto na posição  $x$ ;  $h_{s,0} = h_0$  (m) é a diferença de pressão entre o exterior e o interior do conduto em  $x = 0$  m;  $V_{s,0}$  (m/s) é a velocidade na ranhura em  $x = 0$  m;  $V_{p,x}$  (m/s) é a velocidade média no conduto na posição  $x$ ;  $V_{p,0}$  (m/s) é a velocidade média no conduto em  $x = 0$  m

(Fonte: adaptado de Jacobsen (1997)).

Assumindo que a diferença de altura de pressão ( $h_x = h_{x,externa} - h_{x,interna}$ ) para  $x > 0$  é função da velocidade no tubo e do coeficiente de perda de carga, chega-se a

$$h_x = (1 + K_s) \frac{V_{p,x}^2}{2g} \quad (12)$$

que substituída em (11) leva a

$$V_{s,x} = V_{p,x} \quad (13)$$

ou seja, a velocidade de ingresso na ranhura é igual à velocidade média no interior do conduto. Segundo o autor, considerando a continuidade em toda a ranhura, surge uma equação diferencial que resulta em

$$V_{s,x} = V_{p,0} e^{\left(\frac{-Bx}{A}\right)} \quad (14)$$

$$h_x = h_{s,0} e^{\left(\frac{-2Bx}{A}\right)} \quad (15)$$

que representam as variações da velocidade e da diferença de pressão ao longo do conduto. Esse resultado indica que a velocidade diminui rapidamente em direção a montante, o que poderia explicar a forma da erosão observada para o PSC por Madadi et al. (2017) (Figura 17). Jacobsen (1997) comprovou a previsão teórica com resultados experimentais. Na Figura 31, observa-se o bom ajuste dos dados medidos com a curva teórica de variação da pressão. O coeficiente de perda de carga obtido médio é igual a 1,04, sendo levemente afetado pela largura da ranhura.

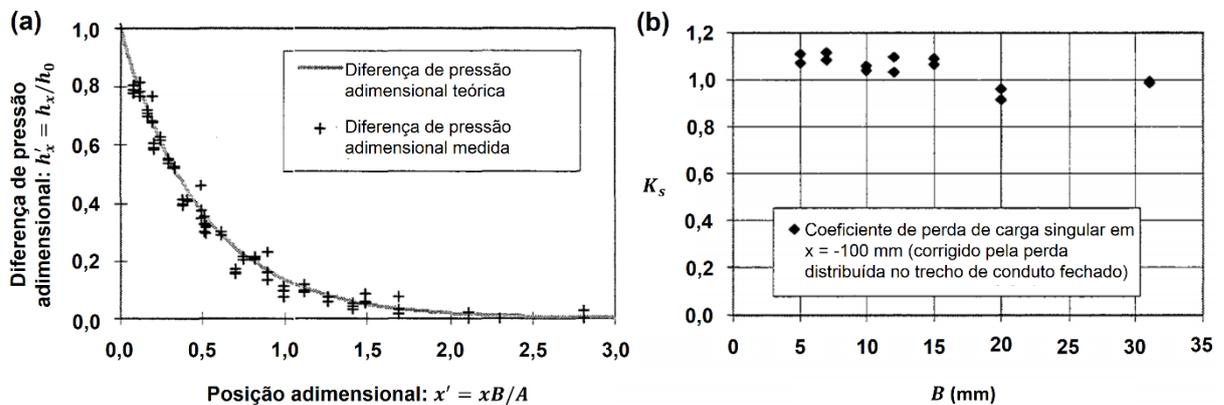


Figura 31: Diferença de pressão adimensional experimental e teórica (Equação 15) ao longo de uma ranhura (a) e coeficiente de perda de carga singular ( $K_s$ ) em função da largura das ranhuras (b)

(Fonte: adaptado de Jacobsen (1997)).

### 3.5. Modelagem Numérica

A dinâmica dos fluidos computacional (CFD, sigla em inglês para *computational fluid dynamics*) é o ramo da mecânica dos fluidos que se ocupa de resolver problemas relacionados a escoamentos empregando modelagem e métodos numéricos

(POPESCU, 2014). A seguir, são brevemente apresentadas as principais equações que representam o escoamento em CFD, o método de resolução de ditas equações utilizado nesta pesquisa e o código numérico empregado.

### 3.5.1. Equações Governantes

A aplicação do Teorema de Transporte de Reynolds sobre um volume de controle (VC) infinitesimal no escoamento considerando a conservação da massa e a conservação da quantidade de movimento linear (segunda lei de Newton) resulta nas equações de Navier-Stokes

$$\nabla \cdot \vec{u} = 0 \quad (16)$$

$$\rho \frac{D\vec{u}}{Dt} = -\nabla P + \mu \nabla^2 \vec{u} + \rho \vec{g} \quad (17)$$

nas quais  $\vec{u} = \langle u_1, u_2, u_3 \rangle$  (m/s) é o vetor velocidade,  $P$  (Pa) é a pressão e  $\mu$  (Pa.s) é o coeficiente de viscosidade dinâmico do fluido. Na forma como estão escritas, equações 16 e 17 representam na forma não conservativa o escoamento de um fluido Newtoniano e incompressível. Uma dedução detalhada das por ser encontrada em Wendt et al. (2009).

### 3.5.2. Método dos Volumes Finitos

As equações de Navier-Stokes não possuem solução exata exceto por casos muito particulares e simplificados. Portanto, sua solução numérica é necessária em problemas reais. Os métodos de resolução mais comuns são o método de diferenças finitas (MDF), o método de volumes finitos (MVF) e o método de elementos finitos (MEF). O código de CFD a ser usado nesta pesquisa utiliza o MVF, por isso suas particularidades serão brevemente apresentadas aqui.

No MVF, o domínio é dividido em volumes de controle chamados células, que são delimitadas por superfícies (faces) que compartilham com células vizinhas. No centro da célula existe o nó, que é onde os valores das variáveis são calculados. Antes de substituir as aproximações numéricas nas equações de Navier-Stokes, o MVF obtém equações algébricas que consideram valores médios das variáveis no VC. As

equações algébricas são, então, aplicadas sobre todo o domínio e, finalmente, as derivadas são substituídas por aproximações em diferenças finitas. Dessa forma, a conservação das propriedades do escoamento é garantida local e globalmente além de ser independente do tamanho, da quantidade ou da forma das células. Considera-se que o valor médio calculado em um VC é igual ao valor pontual da propriedade calculada no centroide da célula. Isso é verdade apenas para funções que variem linearmente. Entretanto, tal aproximação é tão mais válida para qualquer função contínua não linear quanto menor for a dimensão das células. Uma descrição completa do MVF pode ser encontrada em Mazumder (2015).

### 3.5.3. FLOW-3D®

FLOW-3D® é um programa de CFD com múltiplas funcionalidades, sendo capaz de resolver uma gama extensa de problemas relacionados a escoamentos (FLOW SCIENCE, 2018). O programa emprega o MVF para resolver as equações de Navier-Stokes e obter soluções transientes e tridimensionais do escoamento. Há uma longa seleção de esquemas implícitos e explícitos para solucionar as equações, de modelos para considerar diversos fenômenos físicos (cavitação, turbulência, transporte de sedimentos, escoamento bifásico, interação fluido-estrutura, entre outros), de tipos de condições de contorno.

#### 3.5.3.1. Modelagem da Turbulência no FLOW-3D®

A seguir são apresentados conceitos referentes à modelagem da turbulência ou à turbulência em geral que são relevantes para as simulações realizadas e os resultados obtidos.

##### *Condições de contorno dos modelos de turbulência de duas equações*

O FLOW-3D® apenas possui modelos de turbulência de duas equações do tipo alto número de Reynolds (ANR). Este tipo de modelos especifica as condições de contorno (energia cinética e dissipação de energia cinética turbulentas) das equações

dos modelos de turbulência nos contornos sólidos em função da velocidade de cisalhamento, que é calculada com a lei logarítmica do perfil de velocidades da camada limite

$$\frac{u}{u^*} = \frac{1}{K} \ln \left( \frac{u^* y_p}{\nu} \right) + C \quad (18)$$

em que  $u$  (m/s) é a velocidade média temporal em um ponto da camada limite,  $y_p$  (m) é a distância na direção normal à superfície (parede) entre a parede e o centroide da célula em que se considera  $u$ ,  $K \cong 0,41$  (adimensional) é a constante de Von Karman, e  $C \cong 5$  (adimensional) é uma constante. A Equação 18 implica que  $y^+ = u^* y_p / \nu$  deve ser superior a 30 nas células que contêm a superfície sólida, pois é válida a partir desse valor. Além disso, modelos ANR modelam adequadamente o escoamento turbulento para valores do número de Reynolds turbulento baseado na distância à parede,  $Re_y = y_p k^{1/2} / \nu$  — sendo  $k$  (J/kg) a energia cinética turbulenta e  $\nu$  o coeficiente de viscosidade cinemático —, superiores a 200 (NORE et al., 2010). Quando  $y^+ < 30$  e  $Re_y < 200$ , métodos com abordagem baixo número de Reynolds (BNR) são necessários. Essa classe de métodos não está disponível no FLOW-3D®.

A condição de contorno nas fronteiras do domínio é dada pela especificação dos valores de energia cinética turbulenta e de sua dissipação. Por padrão, o FLOW-3D® lhes atribui “um valor mínimo e próximo de zero” (FLOW SCIENCE, 2018) a essas variáveis. Caso se deseje especificar valores diferentes do padrão, a energia cinética pode ser estimada em função da intensidade turbulenta pela equação

$$I = \frac{1}{V_0} \sqrt{\frac{2}{3} k} \quad (19)$$

em que  $I$  (adimensional) é a intensidade turbulenta e  $V_0$  é a velocidade de referência do escoamento.

### Critério-Q

Os métodos para identificação de vórtices são os mais diversos (EPPS, 2017), sendo um dos mais populares o critério proposto por Hunt et al. (1988), que se baseia no gradiente do campo de velocidades. Dito critério é calculado como o segundo invariante do tensor gradiente do campo de velocidades decomposto em suas partes simétrica e assimétrica

$$\nabla \vec{u} = S + \Omega \quad (20)$$

sendo  $S$  o tensor taxa de deformação e  $\Omega$  o tensor vorticidade. O critério-Q ( $1/s^2$ ) é calculado como

$$Q_{cr} = \frac{1}{2} (\|\Omega\|^2 - \|S\|^2) \quad (21)$$

sendo  $\|S\| = \sqrt{\text{tr}(SS^t)}$  e  $\|\Omega\| = \sqrt{\text{tr}(\Omega\Omega^t)}$ . Assim sendo, esta medida representa um equilíbrio entre a magnitude da vorticidade e a magnitude da taxa de deformação relacionada à viscosidade. Portanto, considera-se que há vórtices se  $Q_{cr} > 0$ , ou seja, este critério define vórtice como uma região do escoamento que sofre mais rotação que cisalhamento viscoso. O FLOW-3D® calcula este critério e permite visualizar os vórtices do escoamento a partir da definição de superfícies de contorno para um mesmo valor de  $Q_{cr}$ .

#### 3.5.4. Verificação e Validação de Códigos Numéricos

Modelos numéricos baseiam-se em abstrações da realidade e diversas simplificações, o que faz com que o resultado numérico não tenha, necessariamente, compromisso com o escoamento real. É preciso, portanto, verificar que o modelo condiga com a realidade e estimar quanto os resultados se afastam dela. Wang et al. (2009) propuseram um procedimento sistemático para realizar a verificação e a validação de modelos numéricos 3D de escoamentos à superfície livre. O procedimento consiste em três etapas necessárias para assegurar a qualidade dos resultados do modelo.

A verificação matemática assegura que o modelo matemático foi corretamente implementado em sua forma numérica, que a solução é consistente e convergente, e que não há erros de escrita do código. Comparam-se os resultados de simulações com as soluções de problemas que possuem soluções analíticas ou manufaturadas para as mesmas equações e condições iniciais e de contorno simuladas. Diferenças nos resultados, então, devem-se a erros cometidos na elaboração do modelo matemático, na elaboração do modelo numérico, ou erros de código durante a implementação do modelo numérico. Trata-se de resolver as equações corretamente.

A validação do processo físico verifica a capacidade de reproduzir os processos físicos básicos do problema que se pretende resolver. Consiste em comparar os resultados de simulações com dados experimentais. Diferenças entre os resultados podem ocorrer em função de o modelo matemático não ser o mais adequado (não representar satisfatoriamente o fenômeno físico) ou de as hipóteses e simplificações assumidas não serem válidas. Trata-se de resolver as equações corretas.

A validação no local de aplicação envolve demonstrar que o código é capaz de reproduzir a dinâmica do sistema específico sob estudo em um período de tempo específico. Para isso, é preciso dispor de um conjunto de dados medidos em locais bem selecionados e com distribuição temporal adequada. Parte dos dados deve ser empregada na calibração — ajuste dos parâmetros dos modelos cujo objetivo é representar as características específicas do sistema que se pretende simular. Após a calibração, o restante dos dados (não usados na calibração) deve ser empregado para a validação propriamente dita, ou seja, devem ser comparados com os resultados de simulações do código calibrado para as mesmas condições em que foram obtidos.

Ainda sobre a calibração, os autores afirmam que é preferível obter uma precisão razoável para a maioria das variáveis medidas em todo o domínio que alcançar um ajuste muito bom para apenas algumas variáveis em poucos pontos. Além disso, seria mais importante prever corretamente as tendências de variação das propriedades do sistema que estimar precisamente suas magnitudes, especialmente quando o código é usado para comparar diversos desenhos de uma estrutura ou identificar valores ótimos de critérios de dimensionamento.

Nos três passos do processo de verificação e validação, é importante informar a incerteza dos resultados. O item 3.7 trata da estimação da incerteza dos modelos numérico e físico e como se relacionam no processo de validação.

### 3.6. Modelagem Híbrida

Obras hidráulicas são geralmente de grande porte e muito custosas. Por isso, pesquisas e projetos de engenharia em hidráulica eram feitos predominantemente em modelos físicos reduzidos no passado. A modelagem física pode reproduzir complexos fenômenos do escoamento em escala reduzida com similaridade dinâmica e pode representar geometrias complexas. Porém, ocupa grandes espaços físicos, demora para ser posta em funcionamento, demanda mão de obra e está sujeita a efeitos de escala e métodos intrusivos de aquisição de dados (DEWALS et al., 2013).

A modelagem matemática, por sua vez, não demanda espaço físico, não necessita mão de obra para construção, permite testar facilmente diferentes configurações em um tempo reduzido e pode simular em escala de protótipo, evitando efeitos de escala. Com o avanço da computação e dos próprios modelos numéricos nas últimas décadas, a modelagem numérica tem se mostrado cada vez mais vantajosa e útil, ocupando parte do espaço da modelagem física (VAN OS et al., 2004). Contudo, há diversas fontes de incerteza na modelagem numérica que fazem com que se necessite uma base confiável de dados para calibração e validação.

As vantagens e desvantagens de ambas as abordagens podem ser potencializadas e mitigadas, respectivamente, se elas forem usadas de forma combinada e ótima, resultando em sinergia entre os diferentes modelos (VAN OS et al., 2004). A integração de modelagens numérica e física é conhecida como modelagem híbrida ou composta (NOVAK et al., 2010), sendo amplamente reconhecida como a estratégia mais efetiva para a investigação de escoamentos complexos e fenômenos de transporte, tanto em pesquisa como em projetos de engenharia (DEWALS et al., 2013).

Dewals et al. (2013) sugerem três abordagens para a modelagem híbrida (Figura 32): modelagem aninhada (um modelo numérico em escala regional é empregado para obter condições de contorno para um modelo físico em escala reduzida local, mitigando os efeitos de escala ao permitir uma maior escala no modelo físico); interconexão de diferentes modelos físicos e numéricos focados em processos específicos; e validação de modelo numérico a partir de dados de modelo físico para realizar extrapolações (também chamada de modelagem do modelo). Além de incluir mais uma utilidade (modelo numérico usado para planejar o modelo físico), Sutherland e Barfuss (2011) afirmam que a modelagem do modelo talvez seja o melhor aspecto da

modelagem híbrida. Essa prática pode ser utilizada para avaliar erros do modelo numérico e, quando este for calibrado, pode ser empregada para avaliar uma gama de condições de operação que não seriam exequíveis no modelo físico.

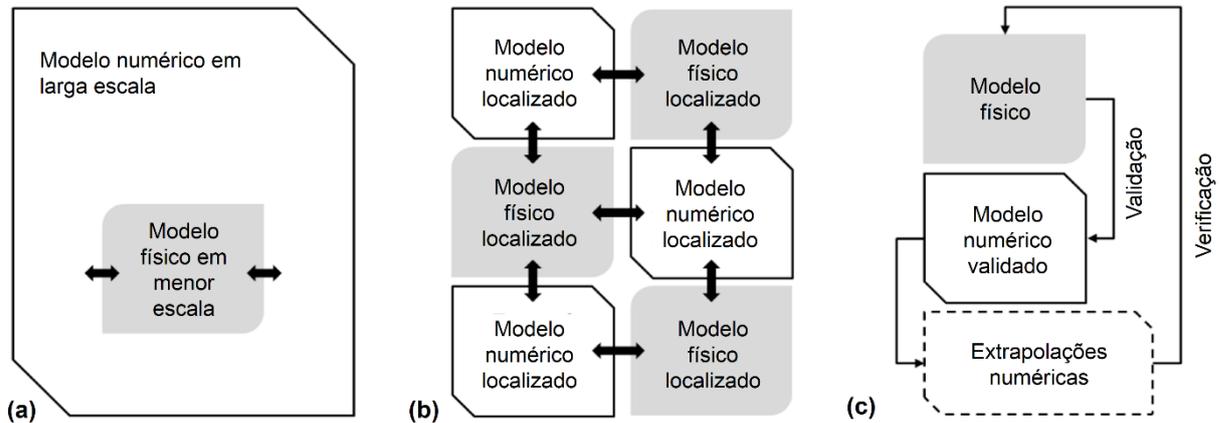


Figura 32: Abordagens da modelagem híbrida segundo Dewals et al. (2013): modelagem aninhada (a), interconexão de modelos focados em processos específicos (b), validação e extrapolação (c) (Fonte: adaptado de Dewals et al. (2013)).

### 3.7. Incertezas Experimental e Numérica

Nesta seção, são apresentados os conceitos relativos à estimativa das incertezas das grandezas medidas em modelo físico e simuladas com o código numérico.

#### 3.7.1. Incerteza Experimental

O Guia para a Expressão de Incerteza de Medição do Bureau Internacional de Pesos e Medidas (BIPM), conhecido como GUM 2008, é a abordagem de estimação e expressão da incerteza de medições utilizada na maioria dos países (INMETRO, 2012). O Guia define erro de medição como a diferença entre o valor medido e o valor real do mensurando. Portanto, o conceito de erro é uma idealização que não pode ser conhecida exatamente, já que o valor real nunca pode ser conhecido devido às incertezas inerentes a todo e qualquer método de medição. Por sua vez, incerteza é definida como um parâmetro associado ao resultado de uma medição que caracteriza a dispersão de valores que poderiam ser razoavelmente atribuídos ao mensurando.

A incerteza padrão é definida como o a incerteza do resultado de uma medição expressada como um desvio-padrão da distribuição de probabilidade que se atribui ao mensurando. As fontes de incerteza são as mais diversas — amostragem não representativa, erros de tendência pessoal em medições analógicas, resolução finita do instrumento, entre outros —, contudo, a forma de estimar a contribuição de cada componente de incerteza pode ser categorizada em dois tipos. Se a distribuição de probabilidade do mensurando é conhecida a partir de uma série de observações repetidas e independentes, a avaliação da incerteza é do Tipo A. Se a distribuição de probabilidade do mensurando é estimada por qualquer outro tipo de conhecimento disponível que não sejam observações repetidas (informada em manuais ou de outra maneira pelo fabricante do equipamento de medição, resolução da escala de instrumentos analógicos, entre outros), a avaliação da incerteza é dita do Tipo B. As formas de avaliação das incertezas-padrão serão detalhadas a seguir.

### 3.7.1.1. Incertezas-Padrão Tipo A e Tipo B

A avaliação do Tipo A é feita considerando que a melhor estimativa do valor esperado  $\mu_q$  de uma variável aleatória  $q$  é a média aritmética ou média

$$\bar{q} = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n q_k \quad (22)$$

calculada a partir de  $n$  observações independentes.

As diferenças encontradas nas observações individuais  $q_k$  se devem a variações aleatórias nas grandezas que as influenciam. A variância  $\sigma^2$  da distribuição de probabilidade da população de  $q$  é estimada pela variância experimental das observações

$$s^2(q_k) = \frac{1}{n-1} \sum_{j=1}^n (q_j - \bar{q})^2 \quad (23)$$

cuja raiz quadrada  $s$  é denominada desvio-padrão experimental. Já a melhor estimativa de  $\sigma^2(\bar{q}) = \sigma^2/n$  é dada por

$$s^2(\bar{q}) = \frac{s^2(q_k)}{n} \quad (24)$$

que é a variância experimental da média, cuja raiz quadrada  $s(\bar{q}) = u(w_i)$  — o desvio-padrão experimental da média — é definida como a incerteza-padrão da estimativa (medição)  $w_i$  de uma grandeza  $W_i$ .

No caso de uma avaliação Tipo B,  $u(w_i)$  é obtido a partir de uma distribuição de probabilidade teórica assumida em função do conhecimento disponível a respeito da variável e do método de medição.

### 3.7.1.2. Incerteza-Padrão Combinada

Considerando o caso em que o mensurando  $W_c$  é obtido a partir de  $N$  grandezas  $W_1, W_2, \dots, W_N$  através de uma relação funcional  $f$  do tipo

$$W_c = f(W_1, W_2, \dots, W_N) \quad (25)$$

uma estimativa  $w_c$  de  $W_c$  pode ser obtida usando estimativas  $w_1, w_2, \dots, w_N$  das  $N$  grandezas  $W_1, W_2, \dots, W_N$ :

$$w_c = f(w_1, w_2, \dots, w_N) \quad (26).$$

Conhecidas as incertezas-padrão  $u(w_i)$ , a incerteza-padrão combinada  $u_c(w_c)$  pode ser calculada pela lei de propagação de incertezas

$$u_c^2(w_c) = \sum_{i=1}^N \left( \frac{\partial f}{\partial w_i} \right)^2 u^2(w_i) \quad (27)$$

que é uma aproximação de primeira ordem da expansão em série de Taylor da Equação 26. Cada  $u(w_i)$  é uma incerteza-padrão avaliada pelos Tipos A ou B.

### 3.7.1.3. Incerteza Expandida

Quando se deseja expressar uma ampla fração da distribuição de valores que podem ser razoavelmente atribuídos ao mensurando, emprega-se a incerteza expandida  $U(w_c)$ , que é obtida a partir da incerteza-padrão ou da incerteza-padrão combinada por

$$U(w_c) = k_c u_c(w_c) \quad (28)$$

em que  $k_c$  é o fator de abrangência. Este fator depende do nível da confiança que se pretende obter e do tipo de distribuição de probabilidade atribuído ao mensurando. Para uma distribuição Normal, por exemplo, o fator de abrangência que compreende 95% dos valores razoavelmente atribuíveis ao mensurando é 2.

### 3.7.2. Incerteza Numérica

Wang et al. (2009) e Celik et al. (2008) recomendam o índice de convergência de malha (GCI, *grid convergence index* em inglês) como uma forma consistente de informar resultados de estudos de convergência de malha e estimar bandas de incerteza devida à discretização do domínio em CFD. Basicamente, é uma medida de quão próximo o valor calculado se aproxima do valor assintótico que se obteria ao realizar simulações com o tamanho da malha tendendo a zero.

O método se baseia em um teste de convergência de malha, que consiste em realizar uma série de simulações cuja única diferença entre uma e outra é o tamanho dos elementos da malha de cálculo. Usando os subíndices 1, 2 e 3 para denotar as malhas de mais fina para mais grosseira, define-se o fator de refinamento de malha  $r$  e o erro absoluto  $\epsilon$  ao considerar o valor da variável  $\varnothing_{i-1}$  igual ao valor da variável  $\varnothing_i$  com as equações

$$r_{2,1} = \frac{\Delta x_2}{\Delta x_1}, \quad r_{3,2} = \frac{\Delta x_3}{\Delta x_2} \quad (29)$$

$$\epsilon_{2,1} = \varnothing_2 - \varnothing_1, \quad \epsilon_{3,2} = \varnothing_3 - \varnothing_2 \quad (30)$$

sendo  $\Delta x_i$  (m) a dimensão do elemento da malha  $i$ . A ordem de convergência observada  $p$  pode ser obtida para um fator de refinamento constante com a equação

$$p = \ln\left(\frac{\epsilon_{3,2}}{\epsilon_{2,1}}\right) / \ln(r) \quad (31)$$

e pode ser obtida para um fator de refinamento variável resolvendo iterativamente a equação

$$\frac{e_{3,2}}{r_{3,2}^p - 1} = r_{2,1}^p \left( \frac{e_{2,1}}{r_{2,1}^p - 1} \right) \quad (32)$$

na qual  $e = \epsilon / \phi_{i-1}$  é o erro relativo.

O índice GCI, por fim, é definido por

$$GCI_{2,1} = F_s \frac{|e_{2,1}|}{r^p - 1} \quad (33)$$

em que  $F_s$  (adimensional) é o fator de segurança, igual a 1,25 para estudos com 3 ou mais tamanhos de malha ou igual a 3 para estudos com apenas duas malhas. Considera-se que a incerteza expressa pelo GCI abrange 95% dos valores que poderiam ser razoavelmente atribuídos ao mensurando (CELIK et al., 2008), o que sugere que o índice é equivalente à incerteza expandida descrita na seção 3.7.1.3. A Equação 33 representa a incerteza associada à malha 1. A incerteza associada à malha 2 pode ser calculada utilizando  $e_{2,1}$  com a equação

$$GCI_{1,2} = F_s \frac{|e_{2,1}|}{r^p - 1} r^p \quad (34)$$

ou utilizando  $e_{3,2}$  com a equação

$$GCI_{3,2} = F_s \frac{|e_{3,2}|}{r^p - 1} \quad (35).$$

A incerteza associada à malha 3 pode ser calculada com a equação

$$GCI_{2,3} = F_s \frac{|e_{3,2}|}{r^p - 1} r^p \quad (36).$$

É importante que os resultados se encontrem dentro da região de convergência assintótica. Essa condição é verificada se

$$GCI_{3,2} \cong GCI_{1,2} \quad (37).$$

### 3.7.3. Incerteza na Validação do Código Numérico

Wang et al. (2009) sistematizaram o processo de verificação e validação como descrito na seção 3.5.4. Porém, não especificaram uma forma de avaliar a concordância entre os resultados de simulações e as bases de comparação usadas nas validações do processo físico e no local de aplicação — o passo final do processo. Para esse propósito, Coleman (2003) sugeriu um procedimento para estimar a incerteza do processo de validação e obter conclusões a respeito dos erros associados ao modelo numérico.

Coleman (2003) definiu as incertezas e erros envolvidos no processo de verificação e validação de forma esquemática na Figura 33. O símbolo  $\delta$  se refere aos erros e o símbolo  $U$  se refere às incertezas expandidas com nível da confiança de 95%. Considera-se o caso mais genérico em que os modelos físico e numérico pretendem representar a mesma realidade de interesse e os resultados do modelo físico são empregados para calibrar e validar o modelo numérico. As fontes de erro e incertezas estão circuladas. No modelo físico, as fontes de incerteza são as aproximações assumidas entre a realidade e o modelo (uso de sedimento de graduação uniforme, efeitos de escala, entre outros) e as incertezas dos métodos de medição utilizados nos experimentos. No modelo numérico, as fontes de incerteza são as hipóteses assumidas na formulação dos modelos matemáticos, a incerteza na solução das equações devida à discretização do domínio e a incerteza nas constantes utilizadas pelo modelo (propriedades do fluido, por exemplo). O efeito dessas incertezas é avaliado através das medidas

$$U_{VAL} = \sqrt{U_D^2 + U_{SPD}^2 + U_{SN}^2} \quad (38)$$

$$E_{VAL} = D_{VAL} - S_{VAL} \quad (39)$$

nas quais  $U_{VAL}$  é a combinação de todas as incertezas envolvidas que podem ser estimadas a priori e  $E$  é a diferença entre o valor obtido experimentalmente e o valor obtido numericamente. A Equação 38 é uma forma de combinar incertezas semelhante à lei de propagação de incertezas (Equação 27).

O autor considerou que  $U_{SMA}$  não pode ser estimado a priori e, portanto, não é considerado na Equação 38.  $U_{VAL}$  pode ser compreendida como o ruído (dispersão de valores razoavelmente atribuíveis ao mensurando) imposto pelas fontes de incerteza nos resultados experimental ( $D$ ) e numérico ( $S$ ) com exceção do ruído imposto pelas hipóteses e aproximações assumidas nos modelos matemáticos ( $U_{SMA}$ ). Logo, se  $|E| \gg U_{VAL}$ ,  $E$  poderia ser considerado como um indicativo do erro do modelo matemático  $\delta_{SMA}$ , pois  $E$  — influenciada todas as fontes de erro — supera  $U_{VAL}$  — influenciada por todas as fontes de erro exceto por  $\delta_{SMA}$ . Caso  $|E| \cong U_{VAL}$  ou  $|E| < U_{VAL}$ , não se poderia concluir nada a respeito de  $\delta_{SMA}$  além de que sua combinação com os outros erros é inferior a  $U_{VAL}$ .

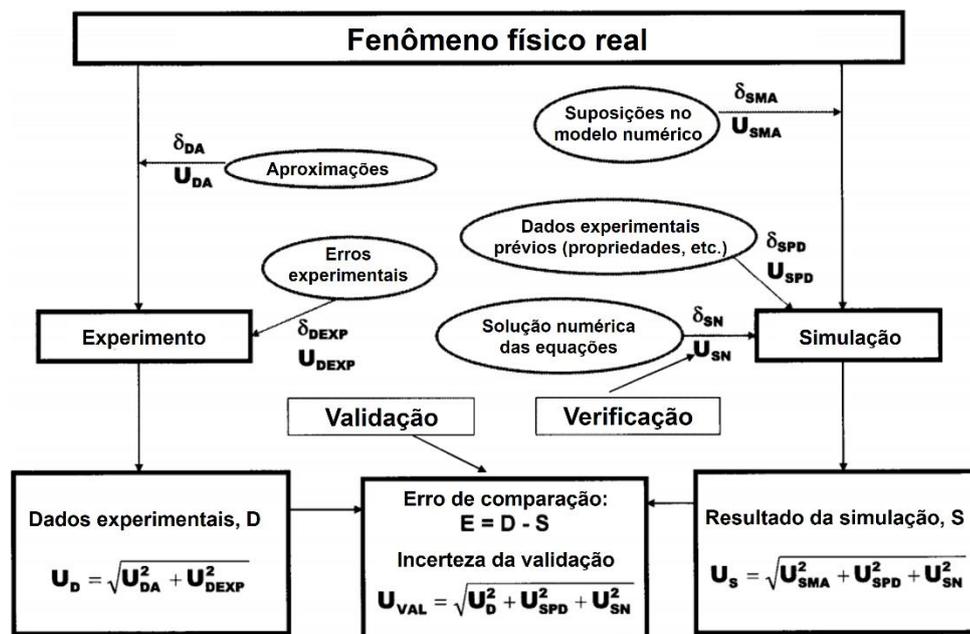


Figura 33: Fontes de erros e incertezas no processo de verificação e validação (Fonte: adaptado de Coleman (2003)).

Quando  $|E| \gg U_{VAL}$ , a combinação dos erros faz com que o resultado numérico se localize fora da faixa dos valores que podem ser razoavelmente atribuídos ao mensurando. Isso indica que o modelo numérico deve ser ajustado. Se  $|E| < U_{VAL}$  e  $U_{VAL}$  possui um valor aceitável para os objetivos do estudo, considera-se que o resultado do processo de validação é que a calibração é adequada. Portanto, o modelo calibrado pode ser empregado já que o erro entre o resultado das simulações e a realidade que se pretende representar é inferior à aceitável incerteza inerente ao modelo.

## 4. Materiais e Métodos

Neste capítulo, são descritas as ferramentas e os métodos com os quais elas foram empregadas para atingir os objetivos da pesquisa.

### 4.1. Delineamento da Pesquisa

As modelagens numérica e física foram utilizadas em conjunto, consistindo na modelagem híbrida do tipo mostrado na Figura 32-c. O delineamento geral da pesquisa se encontra na Figura 34: o código numérico foi calibrado e validado em função de dados do modelo físico; o escoamento no tubo ranhurado foi simulado sob condições que extrapolam os limites do modelo físico; os resultados foram utilizados para caracterizar o escoamento através das variáveis operacionais definidas no Capítulo 2.

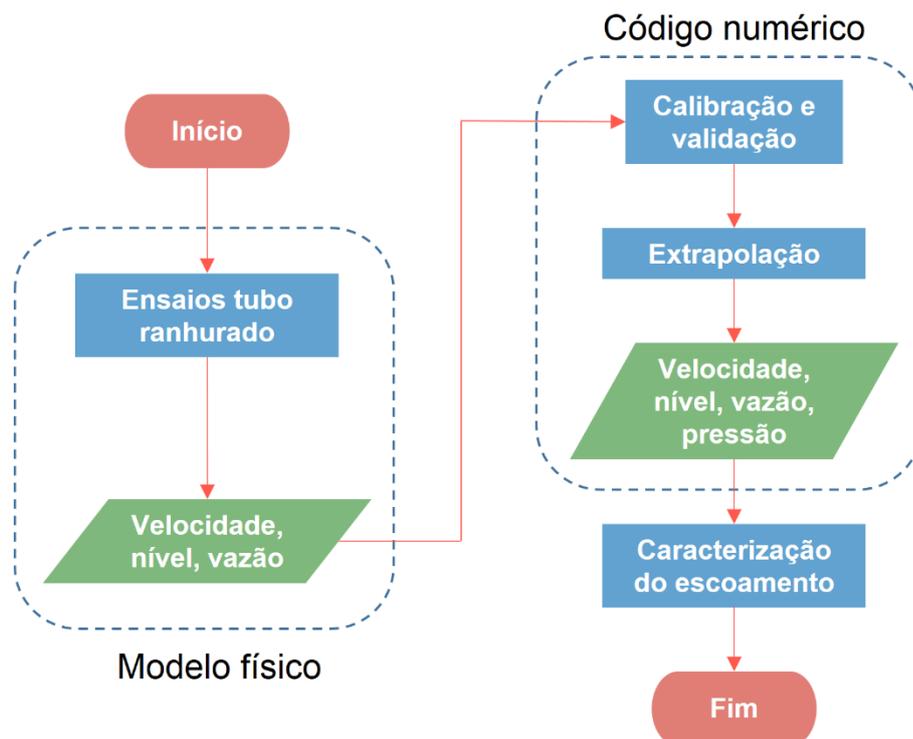


Figura 34: Fluxograma da pesquisa.

## 4.2. Materiais

Nesta seção, são descritos os recursos físicos e computacionais empregados nesta pesquisa.

### 4.2.1. Modelo Físico

A Figura 35-a apresenta uma perspectiva esquemática do modelo físico utilizado: um canal metálico de 16 m de comprimento, fundo horizontal e seção transversal de 2 m de largura por 0,6 m de altura. A vazão ingressa no canal e atravessa um tranquilizador feito de tijolos perfurados cuja finalidade é uniformizar as condições de aproximação do escoamento. A jusante do tranquilizador se localiza o depósito de sedimento e uma parede metálica com um orifício circular que representa um barramento com uma descarga de fundo.

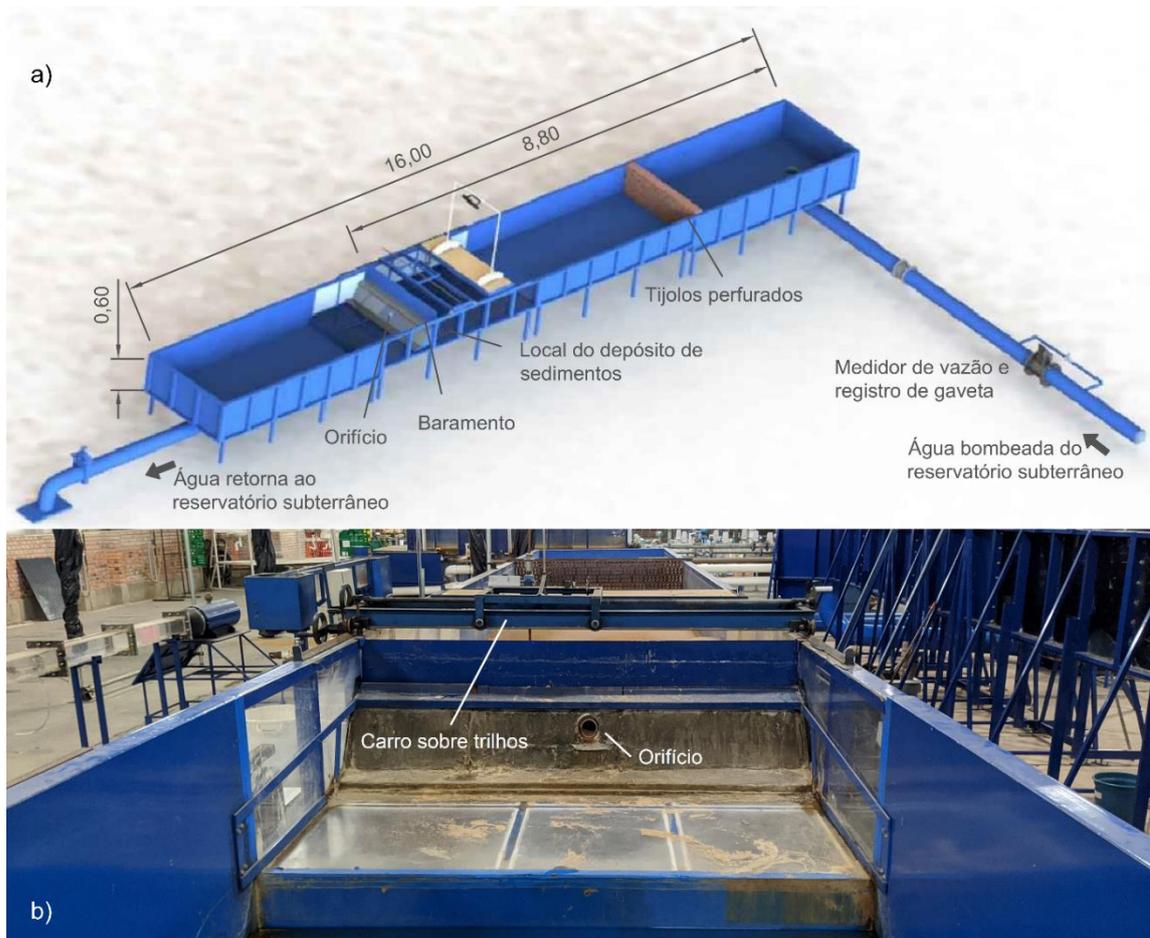


Figura 35: Esquema do modelo físico (a) e vista de jusante da saída do descarregador de fundo (b). Dimensões em metros.

O canal dispõe de um carro sobre trilhos (Figura 35-b) que foi usado para fixar uma sonda Pitot-Prandtl. Duas escalas centimétricas coladas sobre o barramento e a parede da margem direita permitiram a correta localização da sonda no interior do modelo. A posição da linha d'água foi medida com uma ponta limnimétrica fixada no carro sobre trilhos.

O modelo foi alimentado por uma bomba que extrai água de um reservatório subterrâneo com volume de 600 m<sup>3</sup>. A vazão foi controlada por montante através de registros de gaveta e um medidor eletromagnético de vazão da marca Incontrol modelo VMR, diâmetro 12", acoplado a um módulo eletrônico CEV-1000 da mesma fabricante para registro da medição. A água a jusante do modelo foi conduzida novamente ao reservatório subterrâneo em circuito fechado.

A descarga de fundo foi construída com um tubo comercial de PVC de diâmetro nominal (externo) 75 mm ( $D_{ext}$ ) e diâmetro interno ( $D$ ) de 66,6 mm conectado a uma curva a 90° que se acopla à parede do canal metálico (Figura 36). O tubo foi posicionado paralelamente à parede metálica que representa o paramento de montante do barramento. A distância entre ranhuras foi fixada em um diâmetro nominal e sua largura  $R$  em 10% do diâmetro nominal. Apesar de não ter sido gerada erosão no depósito de sedimentos, o fundo do modelo físico ao redor da descarga de fundo foi conformado com areia de massa específica 2610 kg/m<sup>3</sup> e curva granulométrica com  $d_{50}$  igual a 0,35 mm e desvio padrão de 1,66.



Figura 36: Tubo ranhurado construído com tubos de PVC DN75.

Velocidades locais foram medidas no tubo ranhurado com o objetivo de compará-las com as velocidades calculadas pelo código numérico. Empregou-se uma sonda do tipo Pitot-Prandtl da marca Dwyer modelo 166-12 (Sonda 2). Como esta sonda é construída para medição de velocidade em escoamentos de gases, uma

sonda Pitot-Prandtl adequada para a medição de velocidades de líquidos (Sonda1) foi utilizada para verificar o funcionamento da sonda Dwyer. As dimensões características de ambas sondas encontram-se na Figura 37. Manômetros diferenciais em U foram conectados às duas sondas para realizar as medições. No caso da Sonda 2, foi construído um manômetro inclinado que propiciou a resolução necessária para distinguir as baixas velocidades (0,2 a 0,6 m/s aproximadamente) que se esperavam observar na entrada do tubo ranhurado. Os valores de velocidade foram calculados com a equação

$$v = \sqrt{2gh(d_m - 1)} \quad (40)$$

na qual  $v$  (m/s) é a velocidade calculada,  $h$  (m  $\text{CCl}_4$ ) é a leitura do manômetro diferencial, e  $d_m$  (adimensional) é a densidade do fluido manométrico (tetracloreto de carbono,  $\text{CCl}_4$ ).

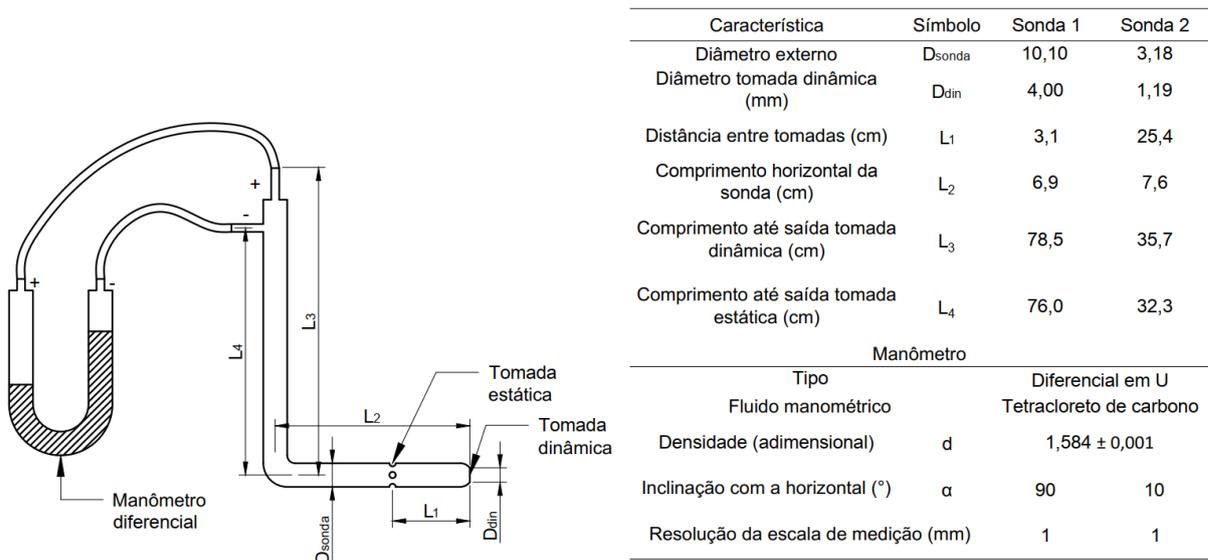


Figura 37: Dimensões características das sondas 1 e 2.

#### 4.2.2. Código Numérico

A versão a do FLOW-3D® utilizada nesta pesquisa foi um pacote chamado FLOW-3D® HYDRO (versão 1.0, 2020), que contempla apenas os módulos do FLOW-3D® relacionados a problemas de engenharia ambiental e civil. A máquina utilizada possui sistema operacional de 64 bits, 24 GB de memória RAM, processador Intel®

Core™ i7-9700 de 3 GHz, e placa de vídeo NVIDIA® GeForce® RTX 2070 Super™ de 8 GB de memória dedicada. As simulações neste computador levaram entre 3 e 6 dias para atingir o regime permanente. Também foi utilizado o serviço de processamento na nuvem do FLOW-3D® HYDRO — sistema operacional de 64 bits, 384 GB de memória RAM e 40 núcleos de processamento Dual Intel® Xeon® Gold 6148 — em algumas simulações. Neste caso, o tempo de simulação foi reduzido a, aproximadamente, metade do tempo gasto no computador citado anteriormente.

### 4.3. Métodos

Nesta seção, são descritas as técnicas com as quais foram empregados os materiais descritos anteriormente para a obtenção e a análise dos dados.

#### 4.3.1. Verificação da Sonda 2

A Sonda 2 foi escolhida porque seu diâmetro reduzido permite sua inserção no tubo ranhurado através de uma ranhura e por ser capaz de medir velocidades baixas. Seu funcionamento em escoamento de água precisou ser verificado em comparação com uma sonda sabidamente adequada para medição de velocidades em líquidos (Sonda 1). Entretanto, o diâmetro da Sonda 1 impede sua inserção no tubo ranhurado através de uma ranhura. Além disso, suas medições na descarga de fundo não seriam adequadas já que a razão  $D/D_{sonda}$  implicaria perturbações no escoamento que afetariam demasiadamente o resultado. Portanto, a comparação das medições efetuadas com as sondas foi feita em um canal de concreto retilíneo, de seção transversal retangular 0,5 x 1,0 m, 30 m de comprimento e declividade 0,2%. O canal possui uma comporta para controle da condição de escoamento de jusante. A seção em que as medidas foram tomadas se localiza a 18,5 m do início do canal. As sondas foram posicionadas na mesma cota em relação ao fundo do canal e a iguais distâncias das paredes (Figura 38). Foi imposta uma vazão de aproximadamente 54 l/s e diferentes condições de jusante foram aplicadas a partir da variação da abertura da comporta existente no final do canal. Para cada nível gerado, mediu-se a velocidade após se considerar que o escoamento estava estabilizado. Os valores de velocidade calculados com as duas sondas foram comparados para verificar o funcionamento da Sonda 2.

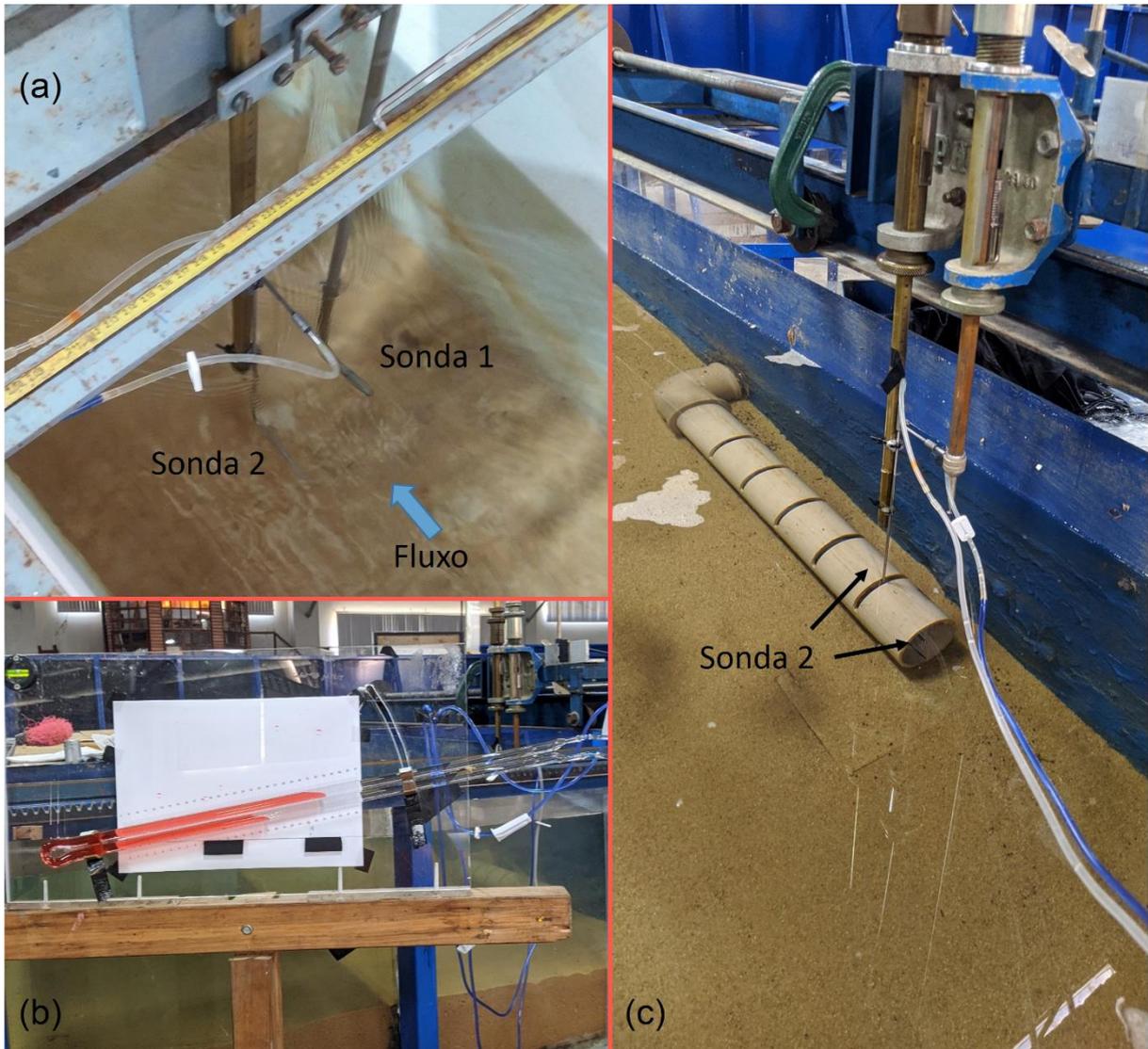


Figura 38: Sondas 1 e 2 posicionadas no canal usado para verificação da Sonda 2 (a), manômetro da Sonda 2 posicionado ao lado do modelo físico (b) e Sonda 2 inserida no tubo ranhurado e voltada para a entrada circular do conduto (c).

#### 4.3.2. Calibração e Validação do Código Numérico

Considerando que o FLOW-3D® HYDRO é um software largamente utilizado há décadas, que seus modelos têm sido validados por diversos autores para os mais variados casos e que nenhuma mudança foi implementada no código, não foram realizados os passos de verificação matemática e validação física propostos por Wang et al. (2009). Uma verificação matemática do FLOW-3D® com soluções analíticas pode ser conferida em Hu et al. (2018). A validação física para escoamento em orifícios com fundo móvel e cone de erosão a montante pode ser encontrada em Powell e Khan (2015). Contudo, a validação do código numérico para a estrutura em

análise (o “local de aplicação” comentado na seção 3.5.4) é indispensável e foi realizada em função de dados obtidos no modelo físico.

Parte dos dados obtidos no modelo físico foi empregada na calibração e outra parte foi empregada na validação. A calibração do código numérico foi feita impondo os níveis de montante observados no modelo físico e comparando os valores simulados da vazão de saída e da velocidade no centro da seção transversal da entrada do conduto com os valores experimentais. Os parâmetros calibráveis escolhidos foram a rugosidade do tubo ranhurado, a rugosidade do depósito de sedimentos, e as discretizações espacial e temporal. Os dados que não foram usados na calibração foram empregados na validação do código. As simulações de validação foram feitas da mesma forma que as simulações de calibração. Contudo, os parâmetros do modelo não foram ajustados em função do resultado.

O resultado do processo de validação foi analisado pelo método de Coleman (2003) apresentado no item 0. A particularidade da presente pesquisa é que, como não se considerou um protótipo, a realidade de interesse da Figura 33 é o próprio modelo físico (experimento). Portanto, os erros e incertezas referentes às simplificações do modelo físico (efeitos de escala, por exemplo) não foram considerados. Isso não significa que tais fontes de incerteza não devam ser considerados caso se deseje transpor os resultados para um protótipo.

#### 4.3.2.1. Dados para Calibração: Ensaios no Modelo Físico

Considerando o funcionamento da descarga de fundo a longo prazo, os ensaios poderiam ter sido realizados com o depósito de sedimentos cobrindo totalmente a estrutura (Figura 39-a), que foi a configuração empregada por Paulo et al. (2021). Todavia, duas considerações levaram à escolha da configuração representada nos itens b, c, d da Figura 39.

A primeira é que descargas de fundo devem ser operadas periodicamente a fim e impedir a consolidação dos depósitos de sedimento próximos e manter em funcionamento seus equipamentos acessórios, tais como as comportas. A segunda é que é possível que a descarga de fundo seja operada durante o enchimento do reservatório visando manter a vazão ecológica a jusante do barramento. Assim sendo, pode-se esperar que a estrutura comece a ser operada quando os depósitos de sedimento ainda não existirem ou forem muito pequenos. Portanto, os ensaios no modelo físico

e as simulações foram realizadas para a condição simplificada em que a descarga de fundo se apoia sobre um fundo plano horizontal. Neste caso, a erosão causada pelas ranhuras deve ser nula (pois estão afastadas do leito) e a erosão causada pela extremidade do tubo deve ser muito reduzida. Por esse motivo, não se considerou fundo móvel nos modelos físico e numérico. Dessa forma, as simulações foram facilitadas já que os parâmetros dos modelos de transporte de sedimentos não tiveram que ser calibrados. Além disso, eliminou-se a necessidade de considerar as incertezas inerentes aos modelos de transporte de sedimento. Ainda, reduziu-se o tempo de simulação ao realizar menos cálculos em cada iteração, permitindo simulações mais curtas (o fundo móvel necessita um longo tempo físico de simulação para se estabilizar, o que não poderia ser simulado em um período razoável com o recurso computacional de que se dispunha).

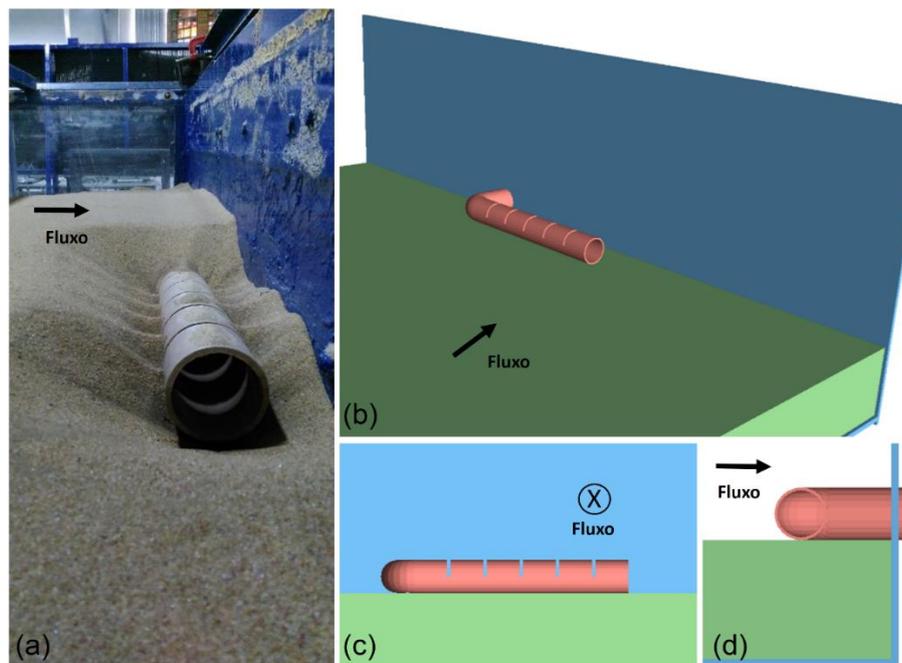


Figura 39: Configurações de ensaio: depósito de sedimentos cobrindo a estrutura (a), esquema da estrutura apoiada sobre depósito de sedimentos em perspectiva (b), esquema em vista frontal (c) e vista lateral (d).

O procedimento de ensaio consistiu em: 1) impor a vazão de entrada desejada com a descarga de fundo fechada; 2) acionar a descarga de fundo quando fosse atingido um nível de água pré-estabelecido; 3) registrar os níveis de água até sua estabilização; 4) estabilizado o nível, fazer a leitura do manômetro diferencial da sonda Pitot-

Prandtl. Os valores finais de vazão, nível e velocidade foram considerados como os representativos do ensaio.

Inicialmente, foram previstos e realizados 5 ensaios. Um ensaio adicional foi necessário para realizar a validação do código numérico. Ao longo do texto, os ensaios são referidos com o código SEA (Série de Ensaio A) seguido de um algarismo. As vazões, velocidades e níveis observados são apresentados no Capítulo 5. Os ensaios foram repetido uma vez a fim de verificar sua repetibilidade. A Tabela 1 apresenta os ensaios realizados e a condição de contorno de montante em cada caso.

Tabela 1: Série de Ensaio A.

Ensaio	$H_w/D$	Ensaio	$H_w/D$
SEA-1	2,06	SEA-4	4,15
SEA-2	2,60	SEA-5	4,80
SEA-3	3,47	SEA-6	4,44

#### 4.3.2.2. Configuração das Simulações na Calibração

Parte da configuração das simulações foi definida ao longo do processo de calibração e, portanto, é explicada com os resultados apresentados no Capítulo 5. Aqui são justificadas as configurações definidas antes da calibração. O fluido foi considerado incompressível e com as características padrão de água a 20°C. Foi considerado escoamento monofásico à superfície livre. As equações de movimento foram resolvidas numericamente com um esquema explícito de segunda ordem com preservação de monotonicidade no espaço e primeira ordem no tempo. A superfície livre foi resolvida com o método VOF (*Volume of fluid*) do FLOW-3D® HYDRO. A turbulência foi resolvida com o modelo de duas equações  $\kappa$ - $\omega$ .

A escolha desses modelos se deu em função das características esperadas do escoamento no tubo ranhurado: curvaturas pronunciadas e zonas de recirculação (nas mudanças de direção do escoamento ao ingressar pelas ranhuras e na curva de 90° a jusante delas). Optou-se pelo modelo de segunda ordem para resolver o escoamento pois o método de primeira ordem disponível no FLOW-3D® HYDRO poderia requerer uma discretização muito refinada para obter resultados exatos além de ser mais difusivo. Escolheu-se o modelo  $\kappa$ - $\omega$  por ele ser adequado para escoamentos em que há descolamentos e gradientes de pressão adversos (WILCOX, 2006).

A geometria do tubo ranhurado foi representada por completo. As condições de contorno foram o nível fixo a montante e saída livre (*outflow*) a jusante. As simulações para calibração compõem a primeira série de simulações, denominada Série de Simulações A (SSA), apresentada na Tabela 2.

Tabela 2: Série de Simulações A.

Simulação	Escala	Análoga a
SSA-1	1:1	SEA-1
SSA-2	1:1	SEA-2
SSA-3	1:1	SEA-3
SSA-4	1:1	SEA-4
SSA-5	1:1	SEA-5
SSA-6	1:1	SEA-6

#### 4.3.3. Extrapolação das Condições de Contorno Oriundas do Modelo Físico

O modelo físico possui uma limitação de altura que impede realizar experimentos com alto Número de Reynolds. O intuito de extrapolar as condições de contorno do modelo físico foi, então, obter o coeficiente de perda de carga singular para números de Reynolds superiores a  $10^5$ , pois, segundo Idelchik (2008),  $K_s$  tende a ser constante para  $Re > 2 \times 10^5$ . Tais simulações compõem a Série de Simulações B (SSB).

As primeiras simulações da SSB rodaram com as mesmas configurações definidas na calibração. Logo constatou-se que seria difícil atingir altos Números de Reynolds com essa configuração, pois essas simulações ocorreram na mesma escala do modelo físico (diâmetro interno da descarga de fundo igual a 66,6 mm). Portanto, os níveis de montante deveriam ser excessivamente elevados para gerar as velocidades necessárias para atingir altos números de Reynolds. Isso seria impraticável porque o passo de tempo das simulações diminuiria devido à condição CFL (Courant-Friedrichs-Lewy), levando a tempos de simulação demasiadamente longos. A solução encontrada foi simular o tubo ranhurado com as mesmas configurações, porém, em escalas maiores. Dessa forma, o aumento no número de Reynolds se daria pelo crescimento das dimensões da estrutura sem ocasionar velocidades excessivamente altas. Idelchik (2008) afirma que a perda de carga singular se dá principalmente em função da geometria da estrutura. Portanto, seria razoável supor que o aumento na escala não alteraria significativamente o comportamento do escoamento se a geometria se mantivesse a mesma.

Foram realizadas simulações nas escalas 5:1 (dimensões cinco vezes maiores que as dimensões da configuração calibrada na SSA em todas as direções) e 10:1. As duas primeiras simulações de SSB foram realizadas na mesma escala do modelo físico, mas com níveis de montante impossíveis de serem ensaiados nele. As demais simulações, com exceção de SSB-5 e SSB-10, foram realizadas com condições de contorno de montante similares às ensaiadas no modelo físico, mas em escalas maiores (Tabela 3). A rugosidade absoluta do conduto foi mantida a mesma em todas as simulações. Portanto, a rugosidade relativa foi reduzida 5 e 10 vezes, respectivamente, nas simulações nas escalas 5:1 e 10:1 em relação à rugosidade relativa dos experimentos em modelo físico e das simulações em escala 1:1.

Tabela 3: Série de Simulações B.

Simulação	Escala	Similar a	$H_w/D$	Simulação	Escala	Similar a	$H_w/D$
SSB-1	1:1	—	6,94	SSB-6	10:1	SSA-1	2,08
SSB-2	1:1	—	29,47	SSB-7	10:1	SSA-3	3,45
SSB-3	5:1	SSA-1	2,07	SSB-8	10:1	SSA-4	3,94
SSB-4	5:1	SSA-4	4,21	SSB-9	10:1	SSA-5	4,81
SSB-5	5:1	—	18,55	SSB-10	10:1	SSB-5	18,51

#### 4.3.4. Tratamento dos Dados

Nesta seção, descreve-se a forma como os resultados dos ensaios e das simulações foram analisados para atingir os objetivos da pesquisa.

##### 4.3.4.1. Perda de Carga — Variação da Altura de Energia Total

Diversas seções transversais circulares (SC) foram definidas ao longo do tubo ranhurado (ver Figura 40-a) para analisar a variação da energia total ao longo da estrutura utilizando a Equação 8 (energia total). A velocidade média na seção foi calculada por continuidade a partir das vazões em cada seção transversal. As vazões foram obtidas diretamente do FLOW-3D® HYDRO com a ferramenta *flux surfaces*, que calcula propriedades médias do escoamento relacionadas ao fluxo através de superfícies.

Como a pressão não é uma propriedade diretamente associada a um fluxo através de uma superfície, a pressão média em uma seção não é fornecida pela ferra-

menta *flux surfaces*. Elaborou-se uma rotina com o programa GNU Octave para calcular a pressão média a partir os dados de pressão em cada célula exportados do FLOW-3D® HYDRO. Para realizar a integração espacial, foi empregado o método trapezoidal com correção nos extremos no qual as derivadas de primeira ordem foram calculadas por aproximações em diferenças finitas descentradas de quarta ordem. Escolheu-se a aproximação para as derivadas de forma a manter a ordem do método de integração. O código foi testado inserindo dados de velocidade em cada célula de uma seção transversal e a velocidade média resultante foi comparada com a velocidade média fornecida pelo FLOW-3D® HYDRO. As diferenças encontradas foram da ordem de 0,3%, indicando que o código elaborado funciona adequadamente. O mesmo código foi empregado para calcular a integral da Equação 9 (coeficiente de Coriolis) e obter o coeficiente de correção da energia cinética a partir do componente da velocidade em cada célula perpendicular a às seções transversais.

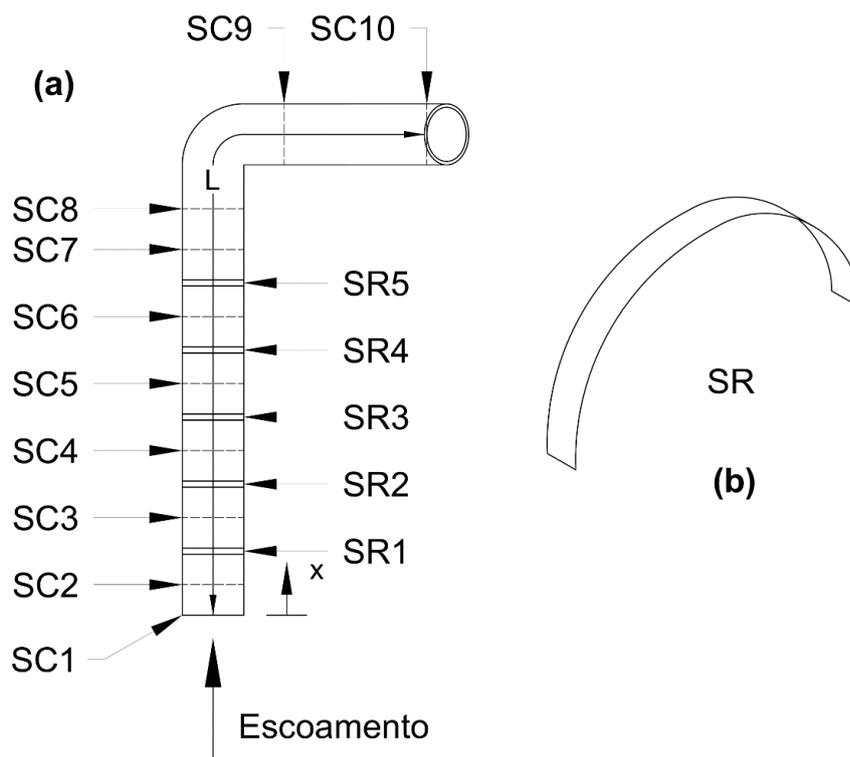


Figura 40: Localização das seções transversais circulares (SC) e seções nas ranhuras (SR) na vista superior do tubo ranhurado (a), e forma das seções nas ranhuras em perspectiva (b).

#### 4.3.4.1. Perda de Carga — Coeficiente de Perda de Carga Singular

O coeficiente de perda de carga singular  $K_s$  foi calculado a partir da aplicação da equação de Bernoulli

$$Z_1 + \frac{P_{m,1}}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_{0,1}^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_{m,2}}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_{0,2}^2}{2g} + \Delta h_s \quad (41)$$

na qual o subíndice 1 diz respeito à superfície do reservatório acima do tubo ranhurado e o subíndice 2 diz respeito à descarga livre na seção SC10 da Figura 40 (Figura 41). Neste caso, a altura de perda de carga foi calculada com a equação

$$\Delta h_s = H_w - \alpha \frac{V_{0,2}^2}{2g} \quad (42)$$

na qual  $V_{0,2}$  é análoga a  $V_0$  na Equação 10 (altura de perda de carga singular). Considerando o resultado da Equação 42 e a velocidade média dada pela vazão na saída da estrutura,  $K_s$  foi calculado com a Equação 10. O coeficiente de Coriolis foi utilizado na Equação 42 para estimar corretamente a altura de energia cinética na seção transversal já que o comprimento de conduto a jusante da curva não é suficiente para que o escoamento se uniformize. Como  $K_s$  não foi obtido em uma seção em que o escoamento pode ser considerado uniforme, ressalta-se que o coeficiente de Coriolis da seção SC10 está embutido nos valores do coeficiente de perda de carga singular. Para referência, as dimensões exatas utilizadas no modelo físico e nas simulações se encontram na Figura 42.

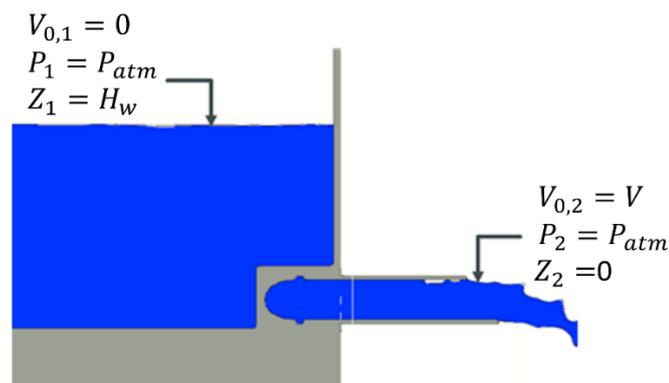


Figura 41: Condições utilizadas para calcular o coeficiente de perda de carga singular.

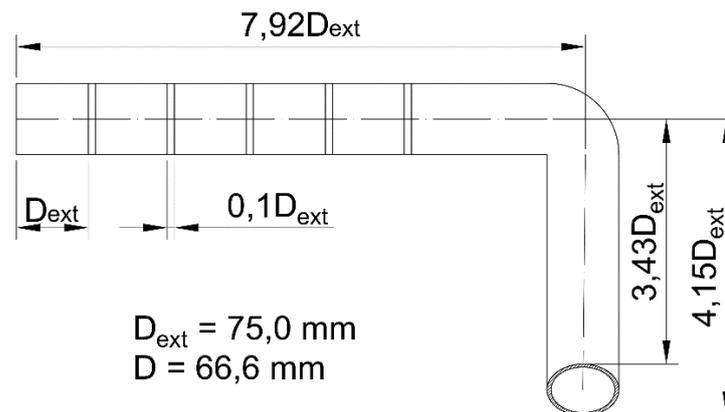


Figura 42: Esquema em planta do conduto utilizado nesta pesquisa.

#### 4.3.4.1. Perda de Carga — Análise Dimensional

Considerou-se que o fenômeno da perda de carga do escoamento através da descarga de fundo tubo ranhurado nos ensaios e simulações realizados pode ser suficientemente descrito pelas grandezas presentes na Tabela 4. Como visto na seção 3.4, a rugosidade pode influenciar o valor do coeficiente de perda de carga mesmo em singularidades curtas. Apesar da geometria repleta de singularidades, o tubo ranhurado possui comprimento considerável e trechos de conduto sem singularidades nos quais a perda de carga distribuída pode ser relevante. Portanto, decidiu-se considerar a rugosidade das paredes do conduto na análise dimensional. Quanto à natureza do fluido, não foram considerados o coeficiente de tensão superficial e o módulo de compressibilidade volumétrica pois não há indícios de efeitos consideráveis de tensão superficial e compressibilidade.

Tabela 4: Grandezas intervenientes na perda de carga no tubo ranhurado.

Representação	Grandeza	Símbolo
Dinâmica do escoamento	Altura de perda de carga singular	$\Delta h_s$
	Velocidade média na seção transversal	$V_0$
Geometria do escoamento	Diâmetro interno da descarga de fundo	$D$
	Rugosidade absoluta das paredes do conduto	$\varepsilon$
Natureza do fluido	Massa específica	$\rho$
	Coefficiente de viscosidade dinâmico	$\mu$

Há 6 grandezas envolvidas cujas expressões dimensionais dependem de 3 grandezas fundamentais (massa, comprimento e tempo). Logo, o teorema de Vaschy-Buckingham implica que o fenômeno pode ser representado por 3 grupos adimensionais

independentes. Tomando como variáveis básicas as grandezas  $V$ ,  $D$  e  $\rho$ , obtém-se os grupos adimensionais

$$\pi_1 = \frac{\rho V_0 D}{\mu}; \quad \pi_2 = \frac{\Delta h_s}{\rho V_0^2}; \quad \pi_3 = \frac{\varepsilon}{D}$$

que podem ser definidos  $\pi_1 = Re_D$  (Número de Reynolds baseado no diâmetro interno da descarga de fundo) e  $\pi_3$  como a rugosidade relativa das paredes do conduto. Manipulando algebricamente a Equação 10 e convertendo suas unidades, o grupo  $\pi_2$  pode ser escrito como

$$\pi_2 = \frac{\Delta h_s}{\rho V_0^2} = \frac{K_s}{2}$$

ou seja, este grupo adimensional está diretamente relacionado ao coeficiente de perda de carga singular. Pode-se representar, portanto, a perda de carga no tubo ranhurado na forma

$$K_s = f(Re_D, \varepsilon/D) \quad (43)$$

Sendo que a determinação de  $f$  depende dos dados que foram obtidos experimental e numericamente. As funções ajustadas foram avaliadas pelo coeficiente de determinação  $R^2$  e pela raiz quadrada do erro médio (RMSE, sigla em inglês).

#### 4.3.4.2. Distribuição de Velocidades

Além das seções circulares, foram definidas seções com a mesma forma das ranhuras para estimar a vazão e a velocidade média nessas aberturas. A forma das seções nas ranhuras (SR) se encontra na Figura 40-b. As velocidades e as vazões calculadas nas SR foram expressas como uma fração da vazão total e da velocidade média na seção de saída do tubo ranhurado. Desta forma, as velocidades ao longo da descarga de fundo podem ser estimadas em função da vazão de projeto da estrutura. Além disso, os resultados foram comparados com a Equação 14 proposta por

Jacobsen (1997) para a variação da velocidade ao longo do SPSS (*slotted pipe sediment sluicer*).

#### 4.3.4.3. Incertezas Experimental e Numérica

As incertezas experimentais e sua propagação foram estimadas com os métodos apresentados na seção 3.7.1. A única avaliação do Tipo A realizada foi a incerteza nas medições de vazão. Todas as outras incertezas foram obtidas por avaliações do Tipo B.

As medições de vazão foram registradas com gravações em vídeo do mostrador do medidor de vazão. Os dados foram extraídos manualmente dos vídeos em intervalos de 1 s. Como os vídeos foram gravados durante 2 min, houve 120 valores de vazão em cada medição. Optou-se, então, por caracterizar a incerteza do tipo A dada a existência de grande número de medições repetidas.

Primeiramente, foi necessário garantir que os valores das amostras são independentes entre si. Para isso, empregou-se o teste de Wald e Wolfowitz — que é um teste não-paramétrico frequentemente utilizado para verificar a independência de séries de dados (NAGHETTINI, 2016). Constatou-se que nenhuma amostra bruta possuía dados totalmente independentes. Cada série foi reamostrada seguindo a regra

$$Q'(i + 1) = Q(n \cdot i + 1) \quad (44)$$

na qual  $i = 0, 1, 2, \dots, 120/n - 1$  para cada valor de  $n = 1, 2, \dots, 61$  e  $Q'$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) é vazão na nova série obtida a partir da série original de vazões  $Q$ . Desta forma, obteve-se uma série começando pelo primeiro dado da série original e tomando o próximo valor a cada  $n$  dados. Por exemplo, para  $n = 1$ , a série reamostrada é igual à original. Para  $n = 2$ , os dados são tomados a cada dois dados da série original (1, 3, 5, ..., 119). O teste de Wald e Wolfowitz foi aplicado a cada série reamostrada até que a independência fosse verificada. O valor  $n = 61$  é o maior possível dado o tamanho das amostras originais (120 dados), contudo, o maior valor necessário foi  $n = 10$ .

Após garantir a independência das amostras, verificou-se a hipótese de que suas distribuições de probabilidade se ajustam a uma distribuição Normal. Foram utilizados gráficos Q-Q os testes de Anderson-Darling e Lilliefors, que são testes de aderência

considerados robustos (NAGHETTINI, 2016). A determinação da distribuição de probabilidades foi necessária para determinar o fator de abrangência  $k_c$  da incerteza expandida (Equação 28). Adotou-se o nível de significância de 5%.

A incerteza dos resultados das simulações foi calculada com o GCI realizando um teste de convergência de malha com três tamanhos de malha de cálculo e seguindo os métodos descritos na seção 3.7.2. Entretanto, o GCI somente considera as incertezas relativas à discretização do domínio. Uma fonte de erros importante que não está relacionada à discretização espacial é a influência das condições de contorno. Seu efeito foi minimizado realizando simulações com posições das fronteiras do domínio progressivamente mais distantes do tubo ranhurado e escolhendo a situação em que os resultados deixaram de variar consideravelmente.

## 5. Resultados e Discussão

A seguir são apresentados e discutidos os resultados da verificação do funcionamento da Sonda 2, dos ensaios em modelo físico e das simulações numéricas. A análise das incertezas se encontra no Apêndice A. Exceto se indicado, as incertezas relatadas são representadas com nível da confiança de 95%.

### 5.1. Verificação da Sonda 2

Na Figura 43, encontra-se a comparação entre os valores de velocidade medidos no canal com as Sondas 1 e 2. As medições apresentam boa concordância (maior diferença 2,12% e menor diferença 0,01%) para velocidades superiores a aproximadamente 0,55 m/s. Em velocidades mais baixas, a discordância entre as sondas é mais pronunciada (maior diferença 48,84% e menor diferença 1,96%).

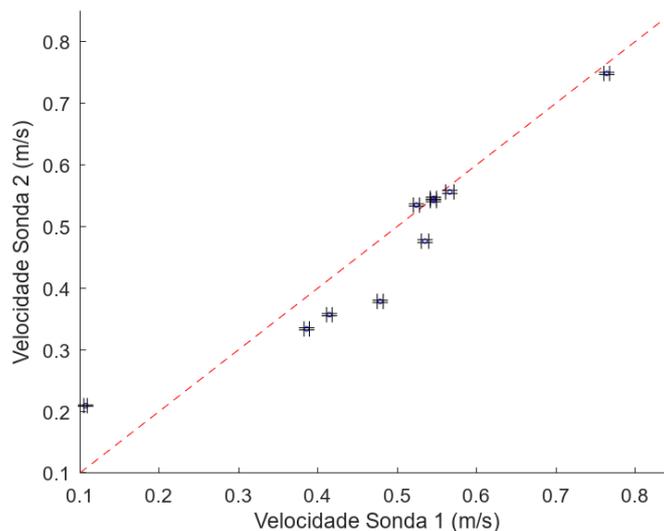


Figura 43: Comparação das velocidades medidas com as Sondas 1 e 2. A linha tracejada indica igualdade entre as medições. Os círculos indicam os pares  $(V_{Sonda\ 1}, V_{Sonda\ 2})$ . As barras verticais e horizontais indicam as incertezas expandidas das medições das Sondas 1 e 2, respectivamente.

As maiores diferenças foram atribuídas à resolução do manômetro diferencial vertical da Sonda 1, que pode não fornecer sensibilidade suficiente para discernir velocidades tão baixas. Almeida e Souza (2017) afirmam que manômetros diferenciais com resolução de aproximadamente 1 mm H<sub>2</sub>O ou inferior não são adequados para medições de velocidade inferiores a 0,6 m/s. A resolução da Sonda 1 é de 1 mm,

sendo 1 mm CCl<sub>4</sub> igual a 1,584 mm H<sub>2</sub>O. Considerando que é aceitável a concordância entre as medições das sondas na região em que a resolução da Sonda 1 seria adequada, julgou-se que a Sonda 2 poderia medir velocidades no modelo físico.

## 5.2. Resultados dos Ensaios em Modelo Físico

Os resultados dos experimentos estão listados na Tabela 5. Não foi possível repetir exatamente a mesma vazão em cada ensaio devido à sensibilidade do medidor de vazão e da sensibilidade de abertura dos registros. Contudo, excetuando pelo ensaio SEA-3, as variações nas vazões e nos níveis medidos são inferiores a 1%, o que indica que os resultados dos experimentos são repetíveis. A Sonda 2 foi utilizada nos ensaios de repetição (sufixo rep).

Tabela 5: Resultados dos ensaios em modelo físico.

Ensaio	$Q$ (l/s)	$H_w$ (m)	$v$ (m/s)
SEA-1	3,04 ± 0,43%	0,1361 ± 0,07%	—
SEA-1rep	3,05 ± 0,43%	0,1370 ± 0,07%	0,384 ± 1,04%
<i>Diferença</i>	0,33%	0,66%	—
SEA-2	3,48 ± 0,74%	0,1741 ± 0,06%	—
SEA-2rep	3,50 ± 0,74%	0,1730 ± 0,06%	0,423 ± 0,95%
<i>Diferença</i>	0,57%	-0,63%	—
SEA-3	4,05 ± 0,32%	0,2468 ± 0,04%	—
SEA-3rep	4,10 ± 0,32%	0,2310 ± 0,04%	0,496 ± 1,01%
<i>Diferença</i>	1,23%	-6,40%	—
SEA-4	4,51 ± 0,31%	0,2764 ± 0,04%	—
SEA-4rep	4,53 ± 0,31%	0,2787 ± 0,04%	0,550 ± 0,91%
<i>Diferença</i>	0,44%	0,83%	—
SEA-5	4,89 ± 0,39%	0,3200 ± 0,03%	—
SEA-5rep	4,88 ± 0,39%	0,3220 ± 0,03%	0,586 ± 1,02%
<i>Diferença</i>	-0,20%	0,62%	—

O único ponto atípico é o ensaio SEA-3rep, cujo nível de montante diminuiu 6,40% enquanto a vazão aumentou 1,23%. Existe dúvida sobre a exatidão do valor de vazão de 4,05 l/s medido no ensaio SEA-3. Este ensaio foi realizado com um medidor de vazão que posteriormente acusou problemas, informando uma vazão inferior à que realmente era conduzida. Portanto, acredita-se que o valor de vazão no ensaio SEA-3 deva ter sido superior a 4,10 l/s e inferior a 4,51 l/s. Adotou-se, então, os resultados do ensaio SEA-3rep como os valores representativos das condições ensaiadas.

Pela Tabela 5, nota-se o aumento progressivo da vazão com o aumento do nível de montante.

### 5.3. Calibração e Validação do Código Numérico

A configuração adotada ao final da calibração e suas justificativas são descritas a seguir. Os resultados de todas as alterações realizadas no modelo foram comparados utilizando a vazão de saída ( $Q_{saída} = Q_{SC10}$ , Figura 40) como base de comparação.

#### 5.3.1. Rugosidade

Variações de até 100% na rugosidade do leito do reservatório e de até duas ordens de grandeza na rugosidade das paredes da descarga de fundo não resultaram em variações consideráveis da vazão de saída. Constatou-se que o escoamento é hidraulicamente liso e, portanto, a rugosidade não interfere consideravelmente. Os valores escolhidos se encontram na Tabela 6.

#### 5.3.2. Discretização Espacial

A discretização do domínio foi feita com células cúbicas em blocos de malha paralelepípedicos. A maior resolução se localiza no interior e ao redor da descarga de fundo. Inicialmente, a dimensão das células do bloco de malha mais fina foi escolhida de forma a representar satisfatoriamente a geometria da estrutura (2,5 mm). Em seguida, a resolução foi aumentada somente ao redor das ranhuras com células de 1,25 mm de lado. A vazão de saída não foi afetada pelo aumento de resolução. A resolução foi aumentada novamente, agora cobrindo todo o interior do tubo ranhurado desde a entrada circular até a ranhura R5. Neste caso, a vazão aumentou 7%. Estendeu-se, então, a maior resolução até o início da curva e, em outra simulação, até o final da curva. Não houve alteração na vazão de saída. Assim sendo, considerou-se que somente seria necessário refinar a malha no trecho do tubo ranhurado que contém as ranhuras (entre SC1 e SC7, ver Figura 40).

Experimentou-se manter a maior resolução somente na metade superior do conduto, pois a maior parte das singularidades do escoamento ocorrem nessa região. Não houve alteração no valor da vazão. Portanto, manteve-se as células de 1,25 mm

somente na metade superior do trecho que contém as ranhuras. A malha no restante da estrutura é composta de células de 2,5 mm e o restante do domínio possui células de tamanhos crescentes em direção ao interior do reservatório na proporção de 2:1 (Figura 44).

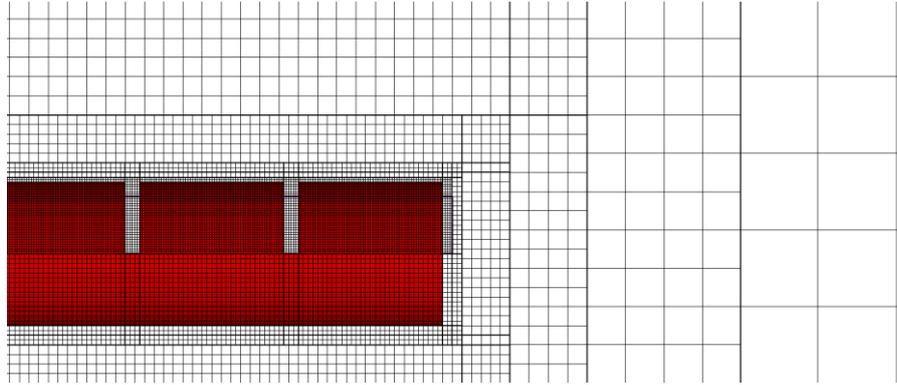


Figura 44: Malha de cálculo utilizada.

### 5.3.3. Discretização Temporal

Foi empregado o passo de tempo variável padrão do FLOW-3D® HYDRO com a condição CFL de 0,85 em todas as simulações das séries SSA e SSB. Foram comparadas uma simulação realizada com CFL de 0,45 (padrão do FLOW-3D® HYDRO) e uma simulação realizada com CLF de 0,85 para verificar a influência deste parâmetro nos resultados. As condições de contorno e iniciais nessas simulações foram análogas às de SEA-4 e SSA-4. A maior diferença observada na vazão foi de aproximadamente 3%. Devido à pequena diferença, escolheu-se CFL de 0,85 a fim de reduzir o tempo de simulação.

### 5.3.4. Condição de Contorno Turbulenta

Foram realizadas três simulações: uma com o valor padrão de intensidade turbulenta, uma com intensidade turbulenta de 5% e uma com intensidade turbulenta de 100%. Tais valores representam casos de baixíssima, média e extrema intensidade respectivamente (WILCOX, 2006). As intensidades foram transformadas em energia cinética turbulenta com a Equação 19. Considerou-se como velocidade de referência a velocidade média no reservatório calculada com a vazão e o nível de um dos ensaios em modelo físico. A maior diferença observada na vazão total foi de 0,37%, indicando

que a condição de contorno de  $k$  não é um parâmetro relevante no caso estudado. Escolheu-se utilizar o valor padrão do código numérico. No modelo físico, o escoamento possui baixa velocidade e passa por um tranquilizador, o que sugere que a energia cinética turbulenta é baixa de fato.

### 5.3.5. Posição da Condição de Contorno de Montante

A condição de contorno de montante foi definida como um nível fixo no reservatório. A Figura 45 indica que o efeito da condição de contorno sobre a vazão de saída deixa de ser relevante se a distância ao eixo do tubo ranhurado se localiza entre aproximadamente 5 e 6 m. Escolheu-se a situação de 6 m, na qual a variação em relação à de 5 m foi de apenas 0,1%.

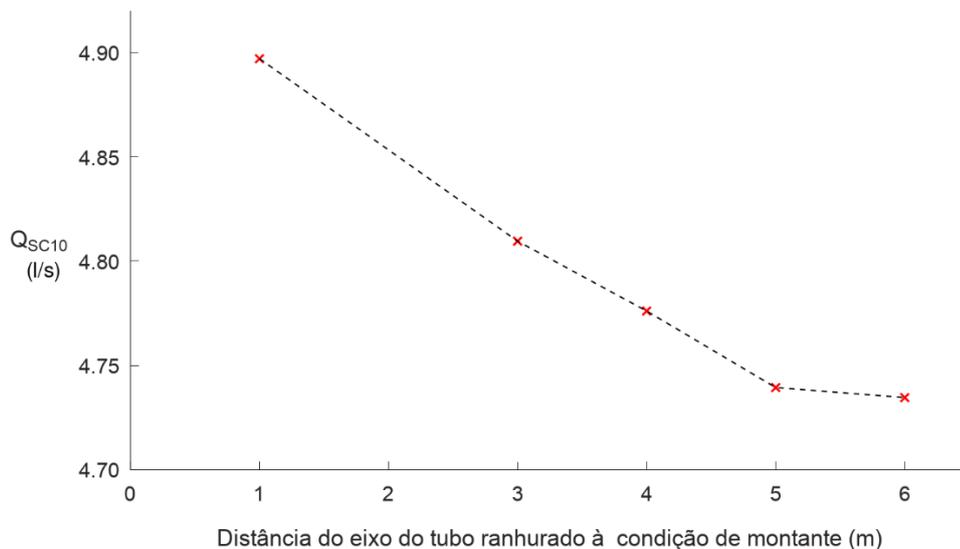


Figura 45: Variação da vazão total com a posição da condição de contorno de montante.

### 5.3.6. Condição Inicial

Prescreveu-se a velocidade em cada célula como condição inicial em todo o domínio. Foram comparadas três situações: velocidades iniciais de 0 m/s, 0,025 m/s e 0,05 m/s. As velocidades nos dois últimos casos são aproximadamente uma ordem de grandeza superior às velocidades médias que ocorreram no interior do reservatório durante os ensaios no modelo físico. Não foi observada diferença significativa no resultado nos três casos. A condição inicial de todas as simulações, então, foi definida em todas as células como a velocidade média na direção principal do escoamento que

ocorreria no interior do reservatório considerando o nível e a vazão esperados em cada caso.

### 5.3.7. Parâmetros Finais e Resultado da Calibração

A configuração final do modelo calibrado está resumida na Tabela 6. Os resultados obtidos com a configuração final para as simulações SSA são apresentados na Tabela 7. A comparação entre os resultados das Tabela 5 e Tabela 7 se encontra na Figura 46.

Tabela 6: Resumo das configurações do código numérico calibrado.

Parâmetro	Valor ou opção	Comentário
<b>Modelos</b>		
Gravidade	-9,8 m/s <sup>2</sup>	Padrão
Turbulência	$\kappa$ - $\omega$ (duas equações)	Padrão
Monofásico	Volume of Fluid (VOF)	Padrão
<b>Fluido</b>		
Massa específica	998,2 kg/m <sup>3</sup>	Padrão
Coef. viscosidade dinâmico	0,001 Pa.s	Padrão
<b>Condições de contorno globais</b>		
Montante	Pressão	Nível fixo
Margens direita e esquerda	Parede	Paredes do modelo físico
Inferior	Parede	Fundo do modelo físico
Superior	Pressão	Pressão atmosférica
Jusante	<i>Outflow</i>	Descarga livre em pressão atmosférica
Energia cinética e dissipação turbulentas	Não especificado	Padrão
<b>Condições de contorno limites sólidos</b>		
Velocidade	Não-deslizamento	Padrão
Energia cinética e dissipação turbulentas	Lei logarítmica	Padrão
Rugosidade absoluta	1,5x10 <sup>-6</sup> m	PVC
<b>Condição inicial</b>		
Velocidade	Valor muito baixo que gere uma vazão próxima da esperada	Velocidade na direção principal do escoamento no reservatório
Energia cinética turbulenta	Não especificado	Padrão
<b>Malha de cálculo</b>		
Tipo	Estruturada por blocos	Padrão
Forma das células	Cúbica	Padrão
Dimensão das células	1,25 mm – 40,00 mm	Maior resolução dentro e ao redor do tubo ranhurado, diminui em direção ao interior do reservatório
Número de células	1.960.512	
<b>Métodos de resolução</b>		
Pressão-velocidade	Acoplados	Padrão
Método de acoplamento	GMRES	Padrão
Discretização espacial	2 <sup>a</sup> ordem com preservação de monotonicidade	Esquema explícito
Discretização temporal	1 <sup>a</sup> ordem	Esquema explícito

Tabela 7: Resultados das simulações SSA1 a 5 cuja incerteza é representada pelo GCI.

Simulação	$Q$ (l/s)	$v$ (m/s)
SSA-1	$2,83 \pm 7,79\%$	$0,18 \pm 7,79\%$
SSA-2	$3,33 \pm 7,79\%$	$0,24 \pm 7,79\%$
SSA-3	$3,88 \pm 7,79\%$	$0,27 \pm 7,79\%$
SSA-4	$4,53 \pm 7,79\%$	$0,33 \pm 7,79\%$
SSA-5	$4,90 \pm 7,79\%$	$0,35 \pm 7,79\%$

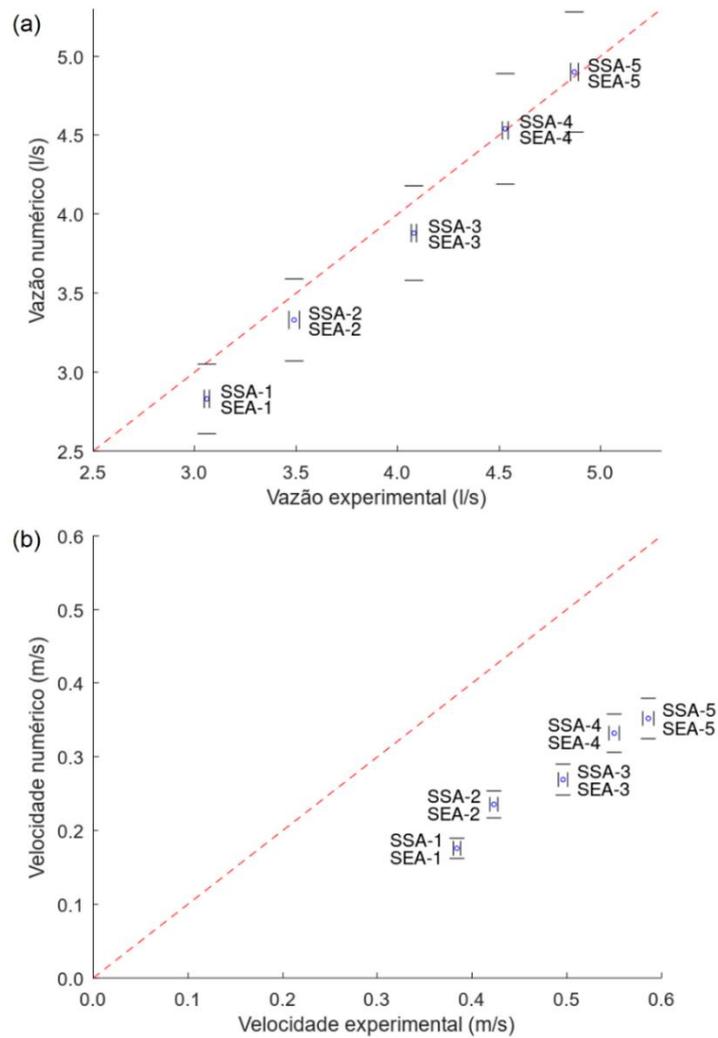


Figura 46: Comparação dos resultados do modelo físico com os obtidos pelo código numérico para as mesmas condições de contorno (a: vazões, b: velocidades). A linha tracejada indica igualdade entre as medições. Os círculos indicam os pares (experimental, numérico). As barras verticais indicam a incerteza do modelo físico e as horizontais indicam a incerteza do código numérico.

Conforme a Figura 46-a, o código numérico subestima a vazão dos ensaios SEA-1 a 3 (diferenças entre 4,5 e 8%) se comparados com a concordância obtida entre as

simulações e os ensaios SEA-4 e 5 (diferenças entre 0,22 e 0,53%). Acredita-se que este comportamento se deve às capacidades do modelo de turbulência escolhido.

A Tabela 8 apresenta os Números de Reynolds calculados com a velocidade média do escoamento que atravessa as ranhuras e a largura das mesmas ( $Re_R$ ). Considerou-se a largura da ranhura por se entender que o escoamento possui semelhança com um jato plano, caso no qual a largura do orifício é considerada no cálculo do número de Reynolds. A numeração das ranhuras é de montante para jusante como na Figura 40.

Tabela 8: Números de Reynolds das ranhuras  $Re_R$ .

Simulação	R1	R2	R3	R4	R5
SSA-1	2,16E+03	2,83E+03	3,74E+03	4,93E+03	6,58E+03
SSA-2	2,40E+03	3,24E+03	4,26E+03	5,62E+03	7,46E+03
SSA-3	2,77E+03	3,70E+03	4,90E+03	6,46E+03	8,76E+03
SSA-4	3,24E+03	4,32E+03	5,76E+03	7,70E+03	1,04E+04
SSA-5	3,46E+03	4,77E+03	6,33E+03	8,23E+03	1,12E+04

Como comentado na seção 3.5.3.1, o FLOW-3D® HYDRO somente possui modelos com abordagem ANR, necessitando  $Re_y > 200$  (número de Reynolds turbulento baseado na distância à parede). Na simulação SSA-1, por exemplo,  $Re_y$  varia entre 30 em R1 e 80 em R5. Isso indica que o modelo de turbulência pode não representar devidamente o escoamento nas ranhuras nesta simulação e que a abordagem BNR seria necessária. Nore et al. (2010) empregaram um modelo de turbulência de duas equações com as duas abordagens (BNR para  $Re_y < 200$  e ANR para  $Re_y > 200$ ) e demonstraram que a representação do escoamento em fendas planas é satisfatória para números de Reynolds baseados na largura das fendas (semelhante a  $Re_R$ ) inferiores a 500 e superiores a  $10^4$ . Todas as ranhuras das simulações SSA-1 a 3 apresentam valores de  $Re_R$  que se situam entre os valores críticos sugeridos por Nore et al. (2010), o que poderia explicar a discordância entre os valores experimentais e simulados nessas simulações. Nas simulações SSA-4 e 5, também há ranhuras em que  $Re_R < 10^4$ . Entretanto, não são todas como nas outras simulações, estando os valores mais baixos localizados nas ranhuras mais de montante — que são as que menos contribuem para a vazão total. Atribui-se o melhor desempenho do modelo de turbulência nas simulações SSA-4 e 5 aos valores mais elevados de  $Re_R$ .

Decidiu-se, então, desconsiderar as simulações SSA-1 a 3 para as análises posteriores e considerar que o modelo foi calibrado tendo em conta as simulações SSA-

4 e 5. Isso não afeta negativamente os objetivos desta pesquisa, pois espera-se que os resultados sejam empregados no projeto de estruturas em escala de protótipo. Nesses casos, os Números de Reynolds certamente serão mais elevados que os obtidos no modelo físico e nas simulações realizadas na mesma escala do modelo físico. Ou seja, o interesse não reside nas simulações com baixos Números de Reynolds. Se o interesse for representar com exatidão tais situações ( $Re_y < 200$ ), modelos com abordagem BNR são necessários.

A Figura 46-b indica pronunciada discordância entre os valores medidos e simulados de velocidade. As medições parecem agrupar-se em uma linha que não é a de igualdade, sendo os valores experimentais aproximadamente três vezes superiores aos simulados. Levantou-se a hipótese de que essa diferença se deva à aceleração do escoamento na entrada do tubo ranhurado, o que implica que a pressão estática na tomada dinâmica difira da pressão estática na tomada estática. Dessa forma, as medições da sonda Pitot-Prandtl não representariam a velocidade no ponto de medição, porque seu princípio de funcionamento assume que a pressão estática é a mesma nas duas tomadas.

Foram comparadas, então, as diferenças entre pressão total e estática em vez de comparar velocidades. Ainda assim, o resultado foi muito semelhante, com as diferenças de pressão experimentais superando as diferenças de pressão numéricas em aproximadamente três vezes. Atribui-se esse resultado às adversas condições de operação da sonda. Em primeiro lugar, o escoamento no local de medição não é plenamente desenvolvido. Em segundo lugar, podem ter ocorrido componentes da velocidade tangenciais à tomada dinâmica e componentes normais à tomada estática apesar de se ter tido o cuidado de posicionar a sonda o mais próximo possível do centro do conduto. Em terceiro, efeitos viscosos podem ter influenciado as medições dados o pequeno diâmetro da tomada dinâmica (1,19 mm) e as baixas velocidades.

Apesar das diferenças, nota-se que o código numérico representa a tendência de aumento da velocidade com aumento do nível de montante observada no modelo físico. Assim sendo, os resultados dessas medições foram tomados somente de forma qualitativa como mais uma indicação de que o código numérico representa a tendência de comportamento do modelo físico. Contudo, não foram utilizados nas tomadas de decisão durante a calibração.

### 5.3.8. Validação do Código Numérico

Decidiu-se realizar um ensaio adicional no modelo físico já que somente dois dos cinco ensaios originais foram empregados na calibração, não restando dados para finalizar a validação. Dito ensaio adicional, nomeado SEA-6, resultou na vazão de 4,69 l/s e foi o único ensaio utilizado para avaliar a qualidade da calibração do código numérico. Como as medidas da Sonda 2 foram descartadas, não se realizou medição de velocidade no ensaio SEA-6.

O resultado da validação com o método de Coleman (2003) se encontra na Tabela 9 e na Figura 47. É evidente que  $|E| \ll U_{VAL}$ , portanto, a diferença entre os valores experimental e numérico é muito inferior à incerteza que se tem a respeito desses valores. Considerando que a incerteza no processo de validação (7,81%) é aceitável, julgou-se que o código numérico passou pelo processo de validação e que sua calibração foi adequada. A título ilustrativo, apresenta-se também  $|E|/U_{VAL}$  para os outros valores de SEA e SSA (Tabela 10). Para os pares SEA, SSA-1 a 3, o erro  $|E|$  é muito mais próximo de  $U_{VAL}$  que em SEA, SSA-4 e 5, o que reforça a decisão de descartar os três primeiros pontos no processo de calibração.

Tabela 9: Resultado da validação do código numérico (SEA-6 e SSA-6).

$Q_{exp}$ (l/s)	4,69	$U_{SN}$ (l/s)	0,36 (7,79%)
$Q_{num}$ (l/s)	4,68	$U_{VAL}$ (l/s)	0,38 (7,81%)
$U(Q_{exp}) = U_D$ (l/s)	0,03 (0,64%)	$E$ (l/s)	0,01
$GCI$ (%)	7,79	$ E /U_{VAL}$	0,03

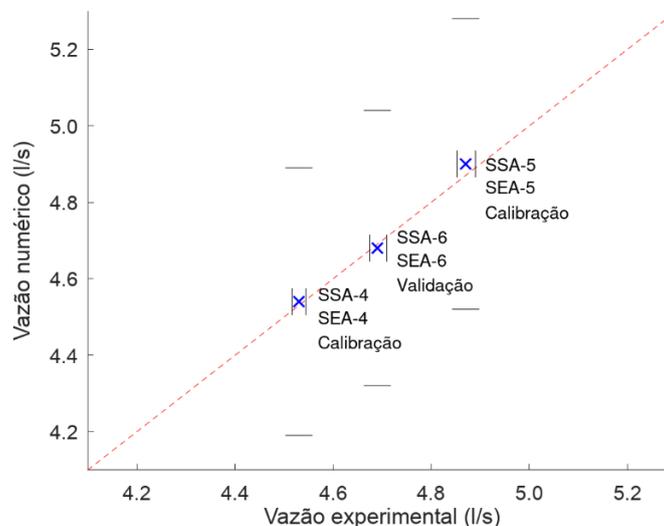


Figura 47: Comparação dos resultados experimentais e numéricos com os pares (experimental, numérico) empregados na calibração e na validação.

Tabela 10: Valores de  $|E|/U_{VAL}$  para os pares (experimental, numérico) empregados na calibração.

SSE,SSA	$ E /U_{VAL}$
1	1,042
2	0,600
3	0,653
4	0,028
5	0,067

#### 5.4. Perda de Carga no Tubo Ranhurado

Nas seções a seguir, a perda de carga na descarga de fundo tubo ranhurado foi caracterizada em termos da variação da altura de energia total ao longo da estrutura e de seu coeficiente de perda de carga singular. Nos resultados apresentados ao longo de perfis transversais e longitudinais e em seções transversais, “resultado numérico” se refere ao valor da propriedade de interesse calculado em cada simulação para o ponto no perfil ou na seção transversal em questão, e “valor médio” se refere à média dos valores da propriedade de interesse para o ponto no perfil ou na seção transversal em questão obtida a partir dos valores calculadas em todas as simulações.

##### 5.4.1. Variação da Altura de Energia Total

A variação da altura de energia total e de suas parcelas piezométrica e cinética (Equação 8) se encontra na Figura 48. O plano de referência ( $z = 0$ ) foi considerado na cota do eixo da descarga de fundo. Assim sendo, a pressão média na seção transversal coincide com a carga piezométrica. As pressões foram calculadas em escala relativa, sendo nula a pressão atmosférica. A razão  $x/L$  segue a referência da Figura 40.

A altura de pressão (Figura 48-a) atinge valores mínimos localmente em duas seções: a jusante de R5 (SC7) e a jusante da curva (SC9). A forma de entrada do escoamento no conduto através das ranhuras faz com que ele se concentre na metade inferior de SC7 e na parte exterior da curva em SC9, o que causa o aumento da altura de energia cinética (Figura 48-b) e a redução da altura de pressão. A jusante dessas seções, o escoamento volta a ocupar toda a seção transversal, recuperando parte da altura de pressão. O gradiente adverso de altura de pressão que se estabelece causa os descolamentos dos perfis de velocidade na parte superior do conduto a jusante de R5 (Figura 49-b) e na parte interna da curva (Figura 49-a). O perfis de

velocidade evidenciam que velocidades negativas ocorrem na parte superior do conduto e na parte interna da curva, caracterizando as zonas de recirculação. Em SC9, a altura de pressão atinge valores negativos da ordem de metade da altura de energia total na seção. Portanto, a região da curva é o ponto crítico da estrutura em termos de possibilidade de cavitação. Entretanto, os resultados não dizem nada conclusivo a esse respeito e, por isso, a ocorrência do fenômeno deve ser analisada em cada projeto.

A altura de energia total do escoamento apresenta quedas mais pronunciadas nas seções SC7 e SC9, coincidindo com as quedas de altura de pressão (Figura 48-c). A descarga de fundo como um todo gera uma diminuição de aproximadamente 60% da altura de energia total, sendo que cerca de 50% da altura de perda de carga ocorre ao longo do trecho com ranhuras (entre SC1 e SC7) e 50% entre a curva e a saída do conduto. A redução da altura de energia total observada ao longo do trecho com ranhuras e da curva a 90° ocorre porque parte da energia do escoamento é gasta na geração de turbulência em função das características geométricas dessas singularidades.

A Figura 50 apresenta uma perspectiva do tubo ranhurado em que estão presentes isossuperfícies do critério  $Q$  (Equação 21) igual a  $10^4$ . A taxa de dissipação de energia cinética turbulenta está representada pela escala de cores. Nota-se que o tamanho e a quantidade dos vórtices aumenta de montante para jusante, que eles se concentram na metade superior do conduto no trecho com ranhuras, e que eles se espalham por toda a seção do conduto a jusante da curva. A taxa de dissipação de energia cinética turbulenta se intensifica a jusante de R4 e de R5 e atinge seus valores máximos a jusante da curva.

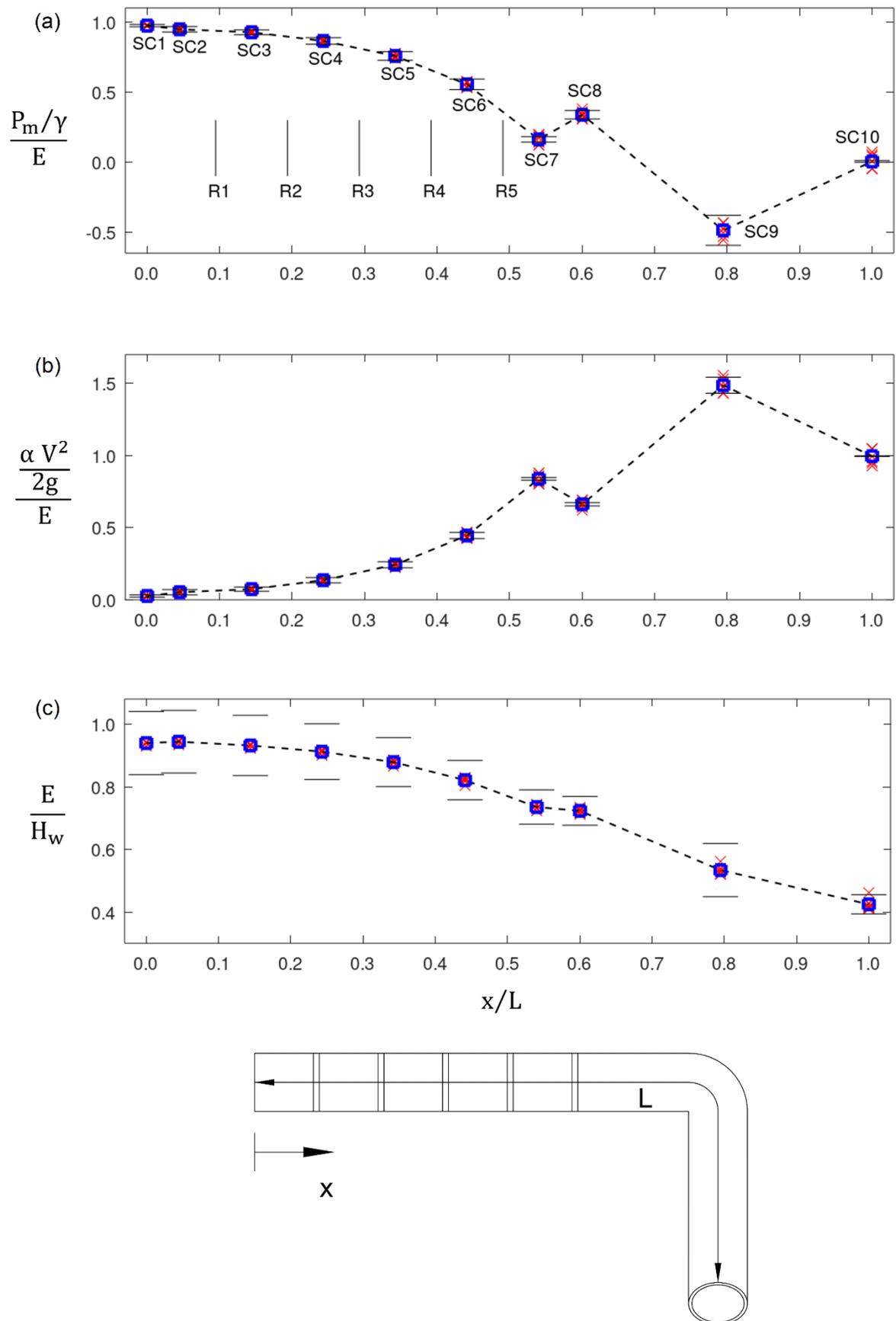


Figura 48: Variação da altura de pressão média (a), altura de energia cinética (b) e altura de energia total (c) ao longo do eixo do tubo ranhurado.

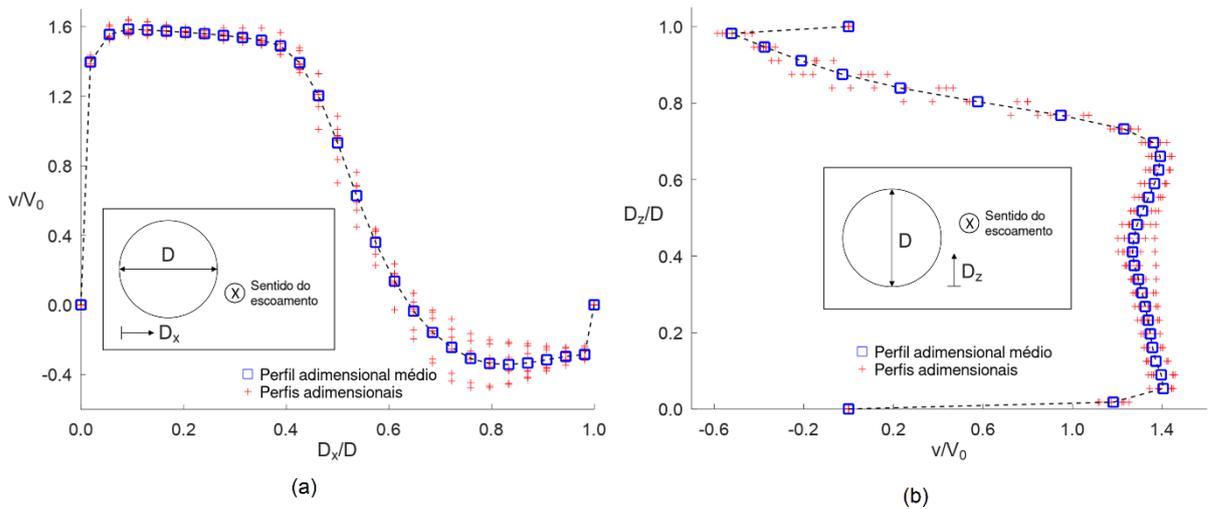


Figura 49: Perfil horizontal de velocidades médio adimensional no eixo da descarga de fundo em SC9 (a) e perfil vertical de velocidades médio adimensional no eixo da descarga de fundo em SC7 (b).

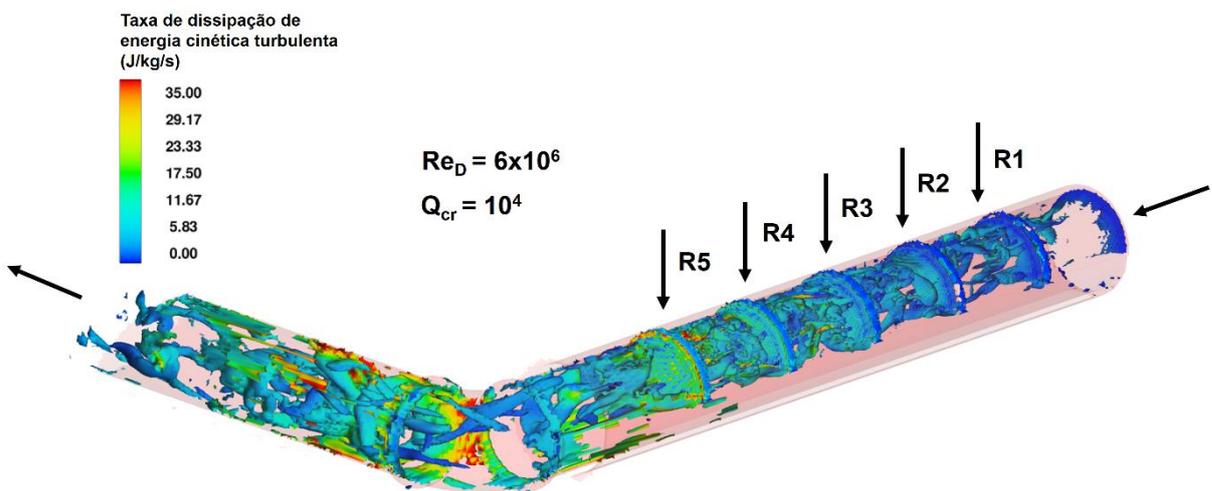


Figura 50: Estruturas turbulentas visualizadas por isossuperfícies de  $Q_{cr} = 10^4$  na simulação SSB-10.

O coeficiente de Coriolis calculado para cada seção transversal (Figura 51) apresentou mais variabilidade que as outras propriedades apresentadas na Figura 48. Todavia, também se observa um padrão definido. O coeficiente é próximo da unidade (1,07 em média) apenas na entrada do conduto (SC1). Os outros dois valores mais baixos foram observados nas seções SC8 e SC10, que se localizam em dois trechos de conduto sem singularidades. Em todas as outras seções,  $\alpha$  é consideravelmente superior, indicando que os perfis de velocidade diferem substancialmente do valor médio da velocidade obtido por continuidade em cada seção transversal. Os maiores valores são observados entre a entrada do conduto e R1 (SC2) e a jusante da curva (SC9).

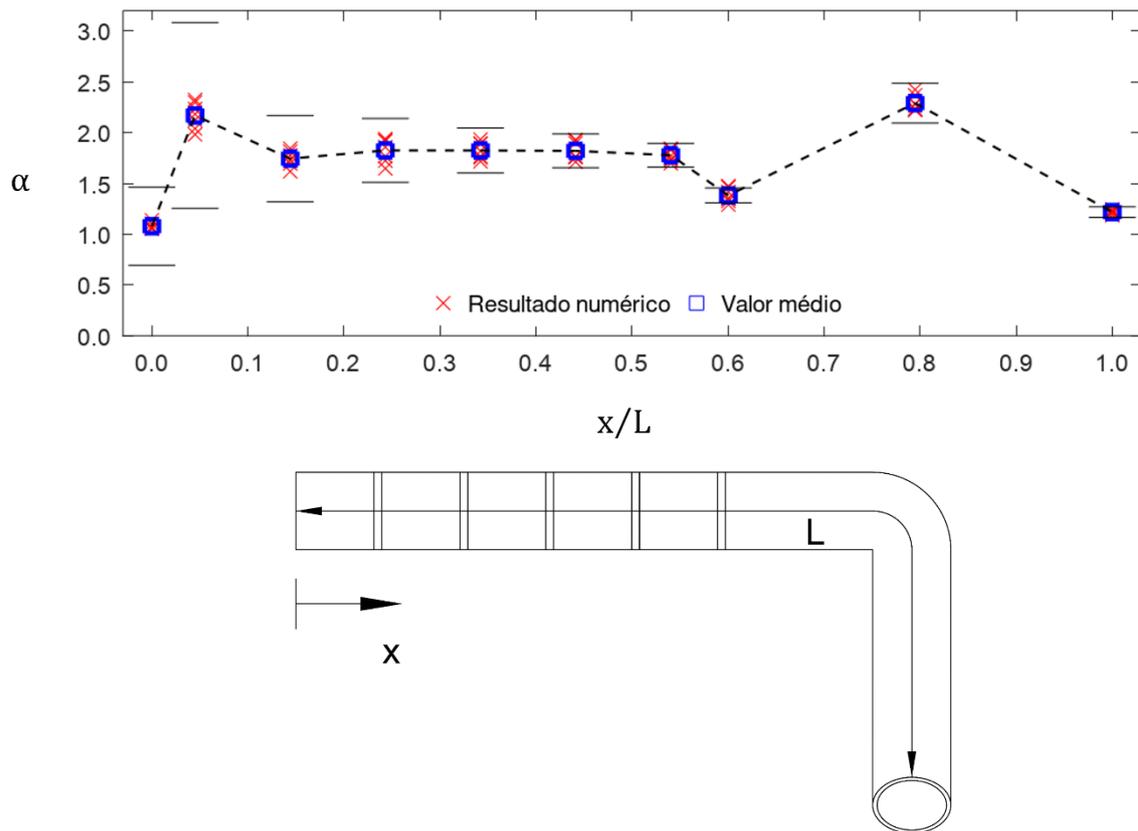


Figura 51: Variação do coeficiente de Coriolis ao longo do eixo do tubo ranhurado.

O elevado coeficiente de Coriolis observado em SC2 ocorre porque o escoamento ainda não está plenamente desenvolvido. A Figura 52 apresenta o perfil horizontal de velocidades na cota do eixo do conduto em SC2. Como nos perfis da Figura 49, ocorrem velocidades negativas junto às paredes que indicam a existência de zonas de recirculação. Também se pode notar a assimetria do perfil em relação ao eixo do conduto que se deve à presença do barramento à direita da descarga de fundo. Além disso, a velocidade aproximadamente constante no centro da seção se assemelha a um núcleo potencial. A concentração do escoamento no centro do perfil, a assimetria e as zonas de recirculação causam o elevado valor de  $\alpha$ .

A apenas um diâmetro do conduto a jusante de SC2, na seção SC3, o perfil se assemelha mais ao perfil de velocidades em condutos com escoamento turbulento desenvolvido (menor  $\alpha$ ). Obviamente, o ingresso de escoamento por R1 impede que  $\alpha$  seja igual à unidade. Até SC7,  $\alpha$  é aproximadamente constante, o que indica que os perfis de velocidade são semelhantes na região entre as ranhuras (entre SC3 e SC7).

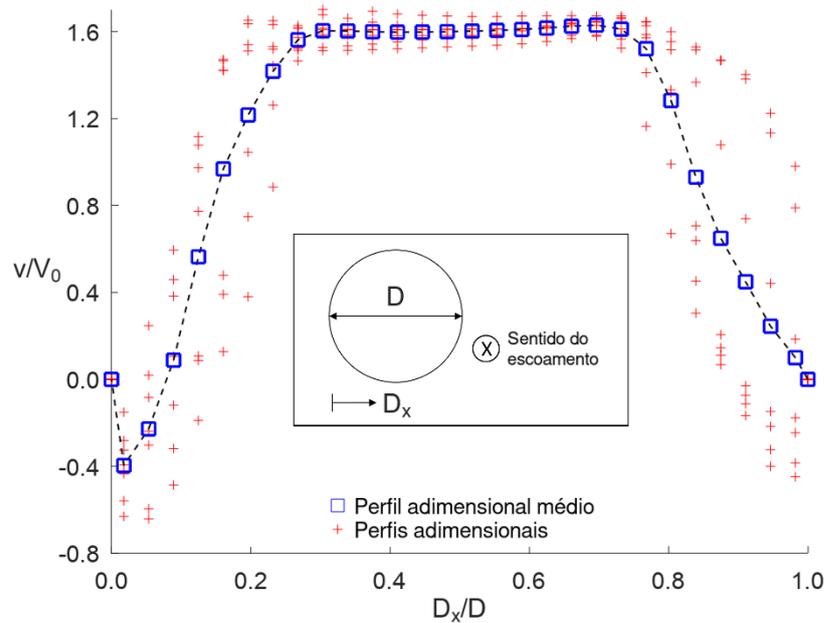


Figura 52: Perfil horizontal de velocidades médio adimensional no eixo do conduto em SC2.

Seguindo os mesmos raciocínios, o alto valor de  $\alpha$  em SC9 se deve à zona de recirculação que se forma nessa região e à concentração do escoamento na parte externa da curva. Apesar de ser relativamente mais baixo, o valor de  $\alpha$  em SC8 indica que o escoamento não se estabiliza entre R5 e a curva (ou seja, não se aproxima da unidade). Isso corrobora a decisão de considerar toda a estrutura como uma única singularidade na obtenção do coeficiente de perda de carga singular.

#### 5.4.2. Coeficiente de Perda de Carga Singular

A Figura 53 apresenta os valores de  $K_s$  em função do número de Reynolds baseado no diâmetro interno do tubo ranhurado ( $Re_D$ ) e da rugosidade relativa para as três escalas simuladas. Observa-se que os resultados se separam por escalas já que cada uma representa uma rugosidade relativa diferente. Para uma mesma rugosidade, o aumento em  $Re_D$  causa diminuição do coeficiente de perda de carga. Além disso, segundo as curvas ajustadas aos dados, existiria um certo valor de  $Re_D$  a partir do qual  $K_s$  dependeria apenas da rugosidade relativa. Quanto menor é a rugosidade relativa, menor é o valor assintótico de  $K_s$  e maior é o valor de  $Re_D$  a partir do qual  $K_s$  independe de  $Re_D$ . Tal comportamento é semelhante ao observado na Figura 27 e pode indicar que a perda distribuída possui alguma relevância sobre  $K_s$ . Por outro lado, as rugosidades relativas utilizadas nas simulações são similares às menores

rugosidades presentes no diagrama de Moody (Figura 28), estando próximas dos tubos lisos. De qualquer forma, o extremo direito das curvas é uma extrapolação e, portanto, mais dados são necessários para caracterizar o comportamento assintótico das curvas. Ressalta-se que, apesar das semelhanças com a curva da Figura 27, o comportamento observado no tubo ranhurado é o resultado da superposição dos efeitos de todas as singularidades da estrutura.

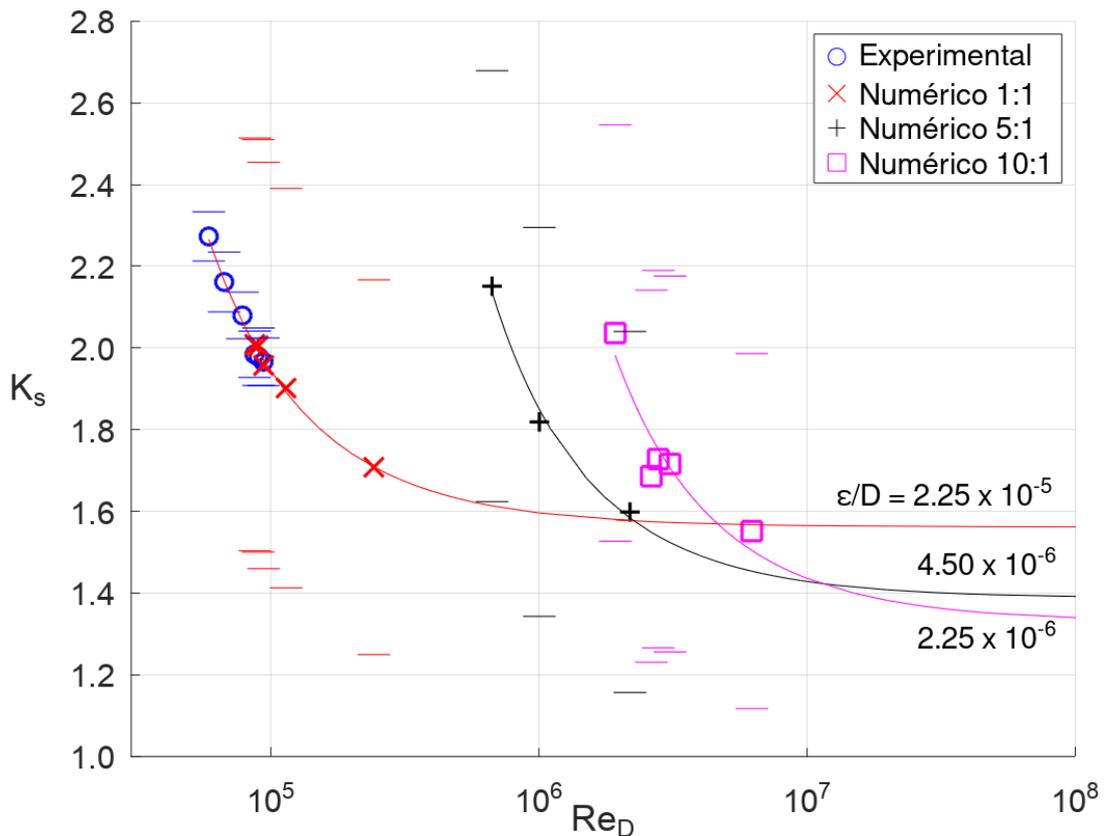


Figura 53: Variação de  $K_s$  com  $Re_D$  e  $\varepsilon/D$ . As barras horizontais indicam a incerteza expandida.

Utilizou-se uma função da forma

$$K_s = a_0 e^{b_0/Re_D} \quad (45)$$

para escrever a Equação 43 (resultado da análise dimensional), representando  $K_s$  como função apenas de  $Re_D$  para cada rugosidade relativa simulada. Os coeficientes ajustados podem ser verificados na Tabela 11. Os baixos valores de RMSE em conjunto com os altos coeficiente de determinação indicam que os ajustes são aceitáveis.

Tabela 11: Resultado do ajuste da Equação 45 para cada rugosidade relativa.

$\varepsilon/D$	$2,25 \times 10^{-5}$	$4,50 \times 10^{-6}$	$2,25 \times 10^{-6}$
$a_0$	1,5568	1,3871	1,3298
$b_0$	21.998,74	288.079,96	767.644,22
$R^2$	0,9930	0,9911	0,9419
RMSE	0,0114 (0,67%)	0,0214 (1,34%)	0,0549 (3,54%)

O coeficiente de perda de carga singular obtido por Jacobsen (1997) para o SPSS é 1,04 em média (Figura 31-b). O menor valor de  $K_s$  obtido nesta pesquisa foi de 1,55, o que indicaria que a perda de carga no conjunto tubo ranhurado e curva é superior à do SPSS. Contudo, o SPSS não possui uma curva. Na prática da engenharia, os  $K_s$  de diferentes singularidades são simplesmente somados se as velocidades de referência são a mesma. Considerando que 50% da perda de carga se deve às ranhuras isoladamente (Figura 48-c), o menor valor de  $K_s$  para o trecho com ranhuras observado seria 0,78. Tal resultado faria sentido dado que as ranhuras estão voltadas para cima, enquanto que no SPSS estão voltadas para baixo. Ou seja, o percurso do escoamento para ingressar no tubo ranhurado é mais curto que no SPSS, o que levaria a um coeficiente de perda de carga inferior. A consideração anterior deve ser tomada com ressalvas dada a proximidade do tubo ranhurado com a curva. Para tomá-la de forma conclusiva, a linearidade na superposição dos efeitos das ranhuras e da curva ainda precisa ser demonstrada.

### 5.5. Padrão de Escoamento no Trecho com Ranhuras

A Figura 54 apresenta a distribuição de vazão ao longo da estrutura (quanto ingressa por cada abertura). Há um padrão claro que se repete em todas as simulações realizadas. A vazão na entrada do conduto é a mais elevada dentre todas as aberturas devido às suas maiores dimensões. O crescimento da vazão pelas ranhuras em direção a jusante segue o mesmo comportamento do aumento da velocidade apresentado a seguir.

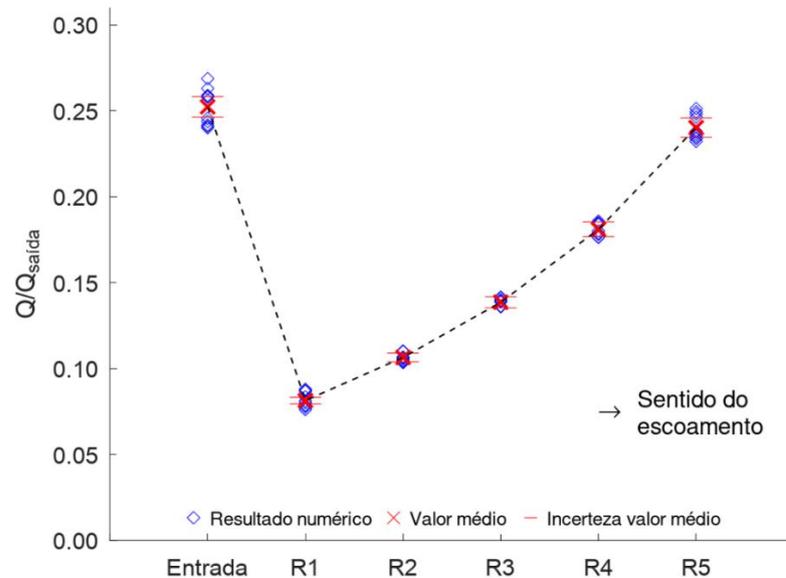


Figura 54: Vazão através das aberturas do tubo ranhurado em função da vazão total.

A Figura 55 indica o padrão obtido para velocidade média em cada abertura da estrutura, que está apresentada como uma porcentagem da velocidade média nas seções a jusante de R5 (SC7 a SC10). Ajustou-se uma equação da forma

$$\frac{V_R}{V_{0,saída}} = e^{-Ax/L} + B \quad (46)$$

para a variação da velocidade média nas aberturas do tubo ranhurado. Na Equação 46,  $V_R$  é a velocidade média através de uma das aberturas (ranhuras ou entrada do conduto),  $V_{0,saída}$  é a velocidade média em SC10,  $x$  é uma distância a partir de R5 em direção a montante e  $L$  é a distância entre o limite de jusante de R5 e a entrada do conduto,  $A$  e  $B$  são coeficientes ajustáveis. O resultado pode ser verificado na Tabela 12 e na Figura 55. A maior diferença entre o RMSE os valores observados é de 2,5%. Considerando também o alto coeficiente de determinação, entende-se que o ajuste é aceitável.

A forma da Equação 46 é similar à da Equação 14 proposta por Jacobsen (1997), o que sugere que o comportamento do tubo ranhurado guarda semelhança com o comportamento do SPSS. Além disso, nota-se que a velocidade em R5 é muito similar à velocidade média na seção circular do conduto a jusante das ranhuras, o que coincide com o resultado obtido teoricamente por Jacobsen (1997) na Equação 13.

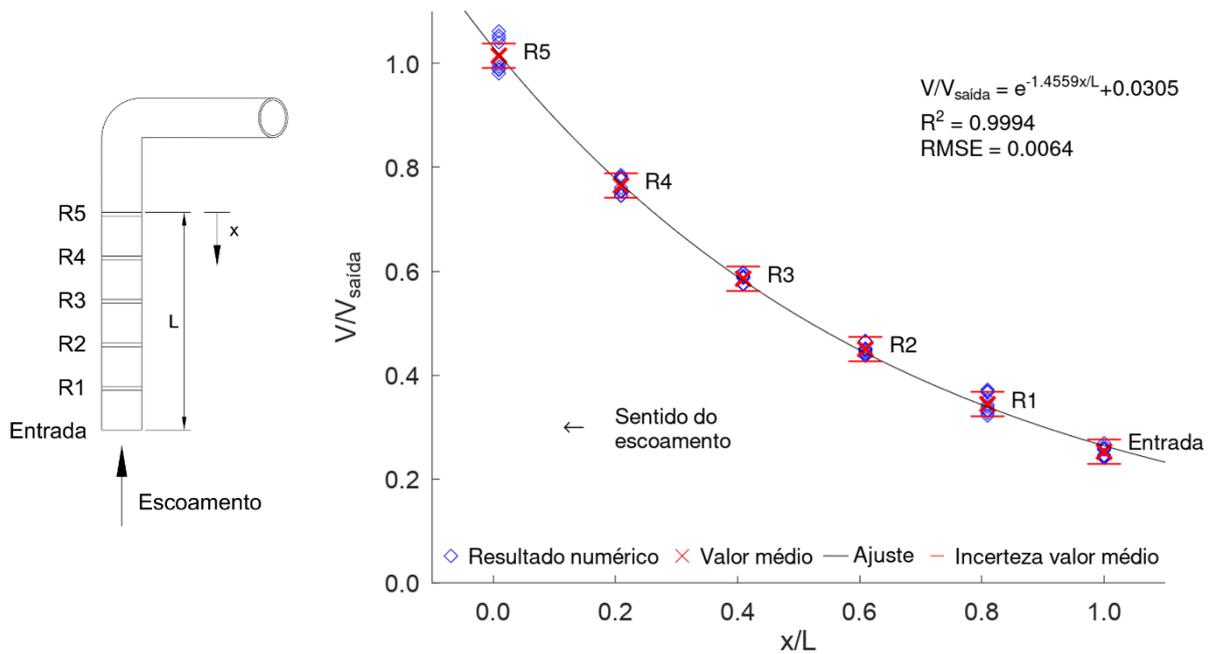


Figura 55: Variação da velocidade média nas aberturas do tubo ranhurado.

Tabela 12: Resultado do ajuste da Equação 46.

$A$	1,4559
$B$	0,0305
$R^2$	0,9994
RMSE	0,0064

A redução da velocidade em direção a montante sugere que a capacidade de remoção de sedimentos também deve diminuir. A fim de garantir maior uniformidade na remoção de sedimentos, estudos futuros poderiam avaliar variações na geometria do tubo ranhurado que gerem maior uniformidade na velocidade de entrada nas ranhuras.

## 5.6. Considerações Práticas

Nesta seção, são discutidas algumas implicações e possibilidades de desenvolvimento da descarga de fundo tubo ranhurado decorrentes dos resultados apresentados anteriormente. Adicionalmente, sugerem-se melhorias e alternativas ao aparato experimental utilizado.

### 5.6.1. Operação da Descarga de Fundo

O tubo ranhurado se localizará próximo ao paramento de montante da barragem, logo, é razoável supor a existência de uma comporta posicionada pouca distância a jusante da curva. Segundo Hager et al. (2021), vibrações podem causar forças verticais indesejadas sobre as comportas e afirma que a condição do escoamento a montante deve ser tão livre de instabilidades quanto possível. Portanto, o desprendimento de vórtices causado pela curva (Figura 50) pode se tornar uma fonte de vibrações sobre as comportas. Consequentemente, seria interessante empregar curvas de raio longo ou posicionar as comportas mais a jusante para resguardá-las das vibrações. O uso de controles de jusante (válvulas de jato oco, por exemplo), também poderia evitar o problema. A região a jusante da curva também contempla a seção em que foram observadas as menores pressões e as maiores velocidades. Assim sendo, é uma região em que se deve analisar a possibilidade de cavitação.

O único tipo de operação considerado foi o de descarga pressurizada. Investigações futuras poderiam verificar o desempenho do tubo ranhurado em outras técnicas de prevenção e mitigação da sedimentação em reservatórios. Por exemplo, as descargas de correntes de densidade, de cheias e com rebaixamento do nível.

### 5.6.2. Otimização da Geometria da Descarga de Fundo

A Figura 48-c mostra que, aproximadamente, metade da altura de perda de carga ocorre em função das ranhuras e metade ocorre em função da curva. As ranhuras são o cerne do conceito da descarga de fundo tubo ranhurado. Entretanto, a curva tal qual foi simulada não é essencial, de forma que alterações substanciais podem ser realizadas em sua geometria a fim reduzir a perda de energia. Em geral, a redução da altura de perda de carga deve passar por novos estudos que busquem geometrias que minimizem os descolamentos do escoamento.

Diversas outras alterações poderiam ser testadas a fim de reduzir a perda de carga do escoamento. Perfis hidrodinâmicos no orifício circular e nas ranhuras podem prevenir o descolamento do escoamento e o consequente desprendimento de vórtices. Em vez de perpendicularmente, as ranhuras poderiam ser orientadas em relação ao eixo do conduto com um ângulo inferior a  $90^\circ$ , reduzindo a curvatura do escoamento no interior da estrutura. As ranhuras também poderiam ser voltadas para o

interior do reservatório em vez estarem voltadas para cima, o que faria com que a cava de erosão gerada pelas ranhuras alcance cotas próximas da base da estrutura da mesma forma que a erosão gerada pelo orifício circular (Paulo et al., 2021).

A geometria também poderia ser alterada com o fim de uniformizar a velocidade de ingresso nas ranhuras e, por conseguinte, a remoção de sedimentos. Isso poderia ser logrado com um aumento gradual do diâmetro do conduto no sentido do escoamento. Outras variações na geometria, provavelmente, seriam menos efetivas para esse fim porque a vazão obrigatoriamente aumenta de montante para jusante. Se o diâmetro for constante, a velocidade também aumentará no sentido do escoamento. Como mostrado na Figura 55 e nos resultados obtidos por Jacobsen (1997), a velocidade de ingresso nas ranhuras é igual à velocidade no interior do conduto. Portanto, a uniformidade na velocidade nas ranhuras somente deve ser obtida se a velocidade no interior do conduto também for uniforme.

Nesta pesquisa, não foram simulados tubos ranhurados com mais de 5 ranhuras. Não necessariamente todos os empreendimentos necessitarão de apenas cinco ranhuras. Logo, estruturas com mais aberturas e maior comprimento podem ser investigadas a fim de generalizar o funcionamento da descarga de fundo. A quantidade de ranhuras por comprimento de conduto também poderia ser variada a fim de buscar o funcionamento ótimo da descarga de fundo.

### 5.6.3. Remoção de Sedimentos

Do ponto de vista da remoção de sedimentos, espera-se que a cava de erosão gerada pelo acionamento da estrutura seja mais extensa em direção ao interior do reservatório ao redor das ranhuras mais a jusante como observado por (PAULO, 2019). A possibilidade de uniformização passa pelas alterações na geometria da estrutura discutidas anteriormente. A Equação 46 ou o gráfico na Figura 55 podem ser usados para calcular as velocidades nas ranhuras e, assim, estimar o alcance de remoção de sedimentos através da aplicação de um modelo adequado. Até o momento de publicação desta pesquisa, o único modelo empírico para estimar a extensão da remoção de sedimentos pelas ranhuras da estrutura proposta é a equação desenvolvida por Paulo et al. (2021) (Equação 4).

Além disso, é preciso operar periodicamente a descarga de fundo, especialmente, por três razões. Evitar que as estruturas de controle deixem de funcionar por

falta de utilização e manutenção é a primeira. A segunda seria evitar que a descarga de fundo seja permanentemente obstruída por sedimentos que nela se consolidarem. A terceira está relacionada à concentração de sedimentos liberada durante descargas de sedimento. Operações realizadas muito espaçadas no tempo deverão gerar concentrações mais altas que operações mais frequentes. Para uma operação ambientalmente sustentável, é imprescindível que sejam liberadas concentrações de sedimento que a biota aquática a jusante possa suportar sem sofrer problemas ambientais como os relatados por Hauer et al. (2018).

Uma questão que fica em aberto para o tubo ranhurado mas que foi abordada por Jacobsen (1997) é a capacidade de transporte de sedimentos do escoamento no interior da descarga de fundo. O autor chamou a atenção para a necessidade de dimensionar o conduto para transportar uma quantidade ótima de sedimentos. A carga sólida não deve ser inferior à sua capacidade de transporte para não haver capacidade ociosa. Tampouco deve ser superior, de forma que ocorra sedimentação no interior do conduto e possíveis obstrução e mal funcionamento. Além disso, é necessário considerar a possibilidade de o escoamento transportar sedimentos a montante da descarga de fundo, o que ocuparia parte da capacidade de transporte da estrutura, possivelmente diminuindo seu poder erosivo.

#### 5.6.4. Projeto Básico da Descarga de Fundo

Os resultados apresentados permitem o dimensionamento básico da descarga de fundo tubo ranhurado. Conhecendo duas das três variáveis do problema (vazão, carga hidráulica e diâmetro da descarga de fundo), é possível estimar a variável incógnita aplicando iterativamente ou as Equações 42 e 45 ou a Equação 42 e o gráfico da Figura 48-c. O conhecimento da altura de perda de carga através desses métodos também pode ser empregado para estimar quanta energia precisa ser dissipada a jusante da descarga de fundo. Ainda, a correção da altura de energia cinética pelos coeficientes da Figura 48-d permite estimativas da energia cinética mais realistas que o simples emprego da velocidade média na seção. Portanto, o gráfico referido pode ser utilizado em considerações a respeito do material de revestimento do conduto e da verificação de possíveis danos à sua superfície.

É importante ressaltar que o objetivo desta pesquisa é prover ferramentas que permitam um projeto básico da descarga de fundo tubo ranhurado. Portanto, seus

resultados não englobam todos os aspectos possíveis da estrutura. Diversas características ainda podem ser estudadas como submergência mínima e aeração necessária, entre outras. Ademais, os resultados dizem respeito a uma configuração particular do tubo ranhurado operando sob condições de contorno específicas. Por exemplo, não se considerou a presença de sedimentos, de forma que o escoamento real pode se desviar em algum grau dos padrões observados. Sugere-se, então, que seu uso se limite às condições para as quais foram obtidos e, ainda assim, estudos em modelo físico e novos estudos numéricos deveriam ser realizados para subsidiar projetos executivos deste tipo de estrutura. Por último, é preciso atentar para as incertezas associadas aos resultados e considerá-las para tomar decisões a favor da segurança.

#### 5.6.5. Modelagem da Descarga de Fundo Tubo Ranhurado

Conforme discutido em na seção 5.3.7, a medição de velocidades com a sonda tipo Pitot-Prandtl é problemática na forma como foi conduzida. Resultados mais confiáveis de velocidade poderiam ser obtidos com anemômetros de filme quente ou com anemômetros acústicos por efeito Doppler. Esses tipos de sondas podem ser mais adequados ao escoamento tridimensional e variado no espaço que ocorre no tubo ranhurado. Alternativamente, o trecho de conduto retilíneo a jusante da curva poderia ser estendido até uma distância na qual o escoamento se uniformize. A jusante desse local, é razoável esperar que a sonda tipo Pitot-Prandtl apresente resultados satisfatórios. O aumento do comprimento do conduto também seria útil para avaliar o coeficiente de perda de carga singular da maneira como tradicionalmente é feita (Idelchik, 2008).

Apesar de medições de velocidade serem complicadas na configuração do modelo físico utilizado, medidas de pressão local podem ser facilmente obtidas. Tomadas de pressão podem ser distribuídas ao longo do fundo do conduto e na parte superior entre as ranhuras. Tais tomadas poderiam ser conectadas a instrumentos medição tão simples quanto piezômetros de coluna vertical e permitiram avaliar variação da pressão no interior do conduto. Os dados obtidos consistiram em boa base de comparação com os resultados do código numérico.

Nesta pesquisa, efeitos de escala não foram avaliados. Chama-se a atenção, entretanto, para as dimensões relativamente pequenas das aberturas do tubo ranhurado no modelo físico: 75 mm de diâmetro no orifício circular e 7,5 mm de largura nas

ranhuras. Nago (1977) indicou limites para a possibilidade de negligenciar tais efeitos. Seus resultados não são diretamente aplicáveis ao tubo ranhurado devido à diferença entre os escoamentos (sob pressão nas ranhuras neste caso e à superfície livre sob comportas naquele). Contudo, podem servir como uma indicação de que efeitos de escala podem estar presentes nos resultados obtidos com o modelo físico desta pesquisa. Investigações futuras podem se ocupar de verificar a ocorrência do fenômeno.

No código numérico, um limitante do uso dos dados oriundos do modelo físico foi o modelo de turbulência. Isso se deu em função de o modelo escolhido não representar satisfatoriamente o escoamento no interior das ranhuras nos casos de menor vazão e nível de montante. Em estudos futuros, seria interessante realizar ensaios com condutos maiores e níveis de montante mais elevados a fim de garantir que os dados do modelo físico possam ser empregados na calibração do código numérico. Também é necessário realizar experimentos e simulações com rugosidades relativas mais próximas das que podem ocorrer em escala de protótipo, considerando materiais como concreto, ferro fundido ou aço.

## 6. Conclusão

A sedimentação em reservatórios é um dos maiores desafios enfrentados durante a operação de barragens. Seus efeitos são sentidos a montante e a jusante do reservatório bem como em seu interior, causando perdas econômicas e a degradação de recursos tão e cada vez mais indispensáveis como água e produção energia. Portanto, manter o nível de desenvolvimento que a sociedade hoje possui implica manter funcionando os reservatórios de barragens já existentes e maximizar a vida útil dos que vierem no futuro.

A descarga pressurizada é uma técnica que permite manter tomadas de água livre de sedimentos, prevenindo problemas como obstruções e danos ao circuito de geração ou de distribuição de água a jusante, por exemplo. A descarga de fundo tubo ranhurado é uma estrutura não tradicional, cujo propósito é permitir maior liberdade no posicionamento de tomadas de água. Esta pesquisa teve como objetivo caracterizar aspectos de seu funcionamento e relacioná-los ao dimensionamento da estrutura.

A revisão da literatura evidenciou o contexto da sedimentação em reservatórios em que se insere a pesquisa em termos dos impactos e do gerenciamento do fenômeno. Verificou-se como o processo de remoção de sedimentos por descarga pressurizada está relacionado ao escoamento do tipo orifício que ocorre na descarga de fundo. Também se constatou que a extensão da erosão está mais associada à turbulência que ocorre no interior da cava de erosão que à capacidade de transporte do escoamento médio. Evidenciou-se que — segundo as publicações encontradas durante a revisão bibliográfica — esta é a primeira pesquisa que se propõe a obter ferramentas que permitam o projeto hidráulico de uma descarga de fundo não tradicional no contexto das estruturas propostas na última década para descarga pressurizada. Investigações anteriores (BEIRAMIPOUR et al., 2021; HAGHJOUEI et al., 2021; MADADI et al., 2016, 2017; PAULO et al., 2021) se focaram na remoção de sedimentos, apresentando equações que permitem estimá-la em função das características do escoamento. Contudo, não provêm critérios para saber quais serão as características do escoamento (velocidades) dadas as condições de contorno (nível de montante e diâmetro da descarga de fundo).

Foram utilizados um modelo físico da descarga de fundo e um código numérico em conjunto. Desta forma, as vantagens de cada abordagem foram potencializadas. O modelo físico foi empregado para calibrar o código numérico, que por sua vez foi

utilizado para simular o funcionamento da estrutura sob condições de contorno que não poderiam ser realizadas no modelo físico. O processo de calibração e validação do código numérico mostrou que foi possível obter uma representação numérica satisfatória dos resultados observados no modelo físico. Isso permitiu sua exploração para uma faixa de condições de contorno que não poderiam ser ensaiadas no modelo físico utilizado nesta pesquisa. A variação da energia total foi caracterizada ao longo da estrutura em termos da carga piezométrica, da taquicarga e da energia total. Aproximadamente, metade da dissipação da energia total ocorre no trecho com ranhuras e a outra metade ocorre na curva a 90°.

A análise de perfis de velocidade e da turbulência no interior do conduto mostraram que a perda de energia se dá, principalmente, em função da turbulência gerada pelas características geométricas da estrutura. A geometria do tubo ranhurado favorece a formação gradientes de pressão adversos que causam o descolamento do fluxo, gastando parte da energia total do escoamento na produção de energia cinética turbulenta. Foi ajustada uma equação para obter o coeficiente de perda de carga singular do tubo ranhurado a partir da análise dimensional das variáveis envolvidas. Tal coeficiente se mostrou superior ao obtido por Jacobsen (1997) para sua versão do tubo ranhurado. Entretanto, salienta-se que não havia uma curva na estrutura estudada pelo referido autor.

Ainda em relação a esses resultados, foram discutidas algumas questões operacionais da descarga de fundo como a possibilidade de vibrações nas comportas e danos ao revestimento do conduto. Também foram sugeridas formas de empregar os resultados para dimensionar a estrutura em nível de projeto básico utilizando o coeficiente de perda de carga singular e a caracterização da variação da altura de energia total. Dessa forma, pode-se afirmar que os objetivos da pesquisa foram atingidos com os resultados obtidos.

A determinação e a propagação das incertezas de medição permitiram verificar a qualidade da precisão dos resultados. Foram apresentados os intervalos dentro dos quais podem se encontrar razoavelmente os resultados, o que permite tomar decisões a favor da segurança ao utilizá-los no dimensionamento da estrutura. As incertezas podem crescer substancialmente ao se propagarem, como é o caso da incerteza da vazão (7,79%) propagada para a incerteza do coeficiente de perda de carga singular (32,5% em média). Em estudos futuros, a malha de cálculo poderia ser mais refinada para reduzir as incertezas se for necessário.

Por fim, pode-se dizer que há muito espaço para o desenvolvimento da descarga de fundo tubo ranhurado. Principalmente, no que diz respeito à perda de energia considerando o transporte de sedimentos, à otimização da geometria da estrutura e à generalização de seu funcionamento para uma quantidade maior de ranhuras e maior comprimento do conduto.

## 7. Referências

- ABREU, A. S. **Análise experimental em modelo físico de estruturas hidráulicas de remoção de sedimentos em barragens: Descarregadores de fundo**. Pelotas: Universidade Federal de Pelotas, 2019.
- ALMEIDA, A. S.; SOUZA, V. C. B. De. An alternative method for measuring velocities in open-channel flows: performance evaluation of a Pitot tube compared to an acoustic meter. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 22, n. 26, 2017. Disponível em: <<https://doi.org/10.1590/2318-0331.011716099>>
- AMIRSAYAFI, P. Measures for Success in Dam Bottom Outlet Design. **GSTF Journal of Engineering Research**, Singapura, v. 3, n.30, p. 111–117, 2015. Disponível em: <<https://doi.org/10.7603/s40707-014-0030-2>>
- ANNANDALE, G. W.; MORRIS, G. L.; KARKI, P. **Extending the life of reservoirs: sustainable sediment management for dams and run-of-river hydropower**. Washington, DC.: The World Bank, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7259: Comportas hidráulicas - Terminologia**. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.
- BARATTO, A. C.; SALVADOR, A.; ROCHA, A. (EDS.). **Guia para a expressão de incerteza de medição - Avaliação de dados de medição**. Duque de Caxias: Instituto Nacional de Metrologia, Qualidade e Tecnologia (INMETRO), 2012.
- BASSON, G. R. **Hydraulics of Reservoir Sedimentation**. Stellenbosch: Stellenbosch University, 1996.
- BECK, S.; COLLINS, R. **Moody Diagram**. 2016. 1 gráfico. Disponível em: <[https://en.wikipedia.org/wiki/File:Moody\\_EN.svg](https://en.wikipedia.org/wiki/File:Moody_EN.svg)>
- BEIRAMIPOUR, S.; QADERI, K.; RAHIMPOUR, M.; AHMADI, M. M.; KANTOUSH, S. A. Effect of submerged vanes in front of circular reservoir intake on sediment flushing cone. **Water Management**, Reino Unido, v. 174, n. 5, p. 252–266, 2021. Disponível em: <<https://doi.org/10.1680/jwama.20.00032>>
- BRANDT, S. A. **Reservoir desiltation by means of hydraulic flushing: sedimentological and geomorphological effects in reservoirs and downstream reaches as illustrated by the Cachí Reservoir and the Reventazon River, Costa Rica**. Copenhagen: University of Copenhagen, 1999.
- BRYANT, D. B.; KHAN, A. A.; AZIZ, N. M. Investigation of Flow Upstream of Orifices. **Journal of Hydraulic Engineering**, Nova Iorque, v. 134, n. 1, p. 98–104, 2008. Disponível em: <[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2008\)134:1\(98\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:1(98))>
- CARVALHO, N. de O., FILIZOLA JÚNIOR, N. P.; SNTOS, P. M. C.; LIMA, J. E. F. W. **Guia de avaliação de Assoreamento de Reservatórios**. Brasília: ANEEL, 2000.
- CELIK, I. B. et al. Procedure for estimation and reporting of uncertainty due to discretization in CFD applications. **Journal of Fluids Engineering**, Estados Unidos, v. 130, n. 7, 2008. Disponível em: <<https://doi.org/10.1115/1.2960953>>
- CHAUDHRY, M. A.; REHMAN, H. Worldwide Experience of Sediment Flushing Through Reservoirs. **Mehran University Research Journal of Engineering & Technology**, Jamshoro, v. 31, n. 3, p. 395–408, 2012.

CHITRAKAR, S.; NEOPANE, H. P.; DAHLHAUG, O. G. A Review on Sediment Erosion Challenges in Hydraulic Turbines. In: AMINI, A. (Ed.). **Sedimentation Engineering**. Londres: IntechOpen, 2018. p. 9–29. Disponível em: <<https://doi.org/10.5772/intechopen.70468>>

COLEMAN, H. W. Some observations on uncertainties and the verification and validation of a simulation. **Journal of Fluids Engineering**, Estados Unidos, v. 125, n. 4, p. 733–735, 2003. Disponível em: <<https://doi.org/10.1115/1.1588694>>

DEWALS, B.; ARCHAMBEAU, P.; RULOT, F.; PIROTON, M.; ERPICUM, S. Physical and Numerical Modelling in Low-Head Structures Design. In: INTERNATIONAL WORKSHOP ON HYDRAULIC DESIGN OF LOW-HEAD STRUCTURES, 2013, Aachen. **Proceedings...** Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, 2013. p. 11-30.

DREYER, J. S. **Investigating the influence of low-level outlet shape on the scour cone formed during pressure flushing of sediments in hydropower plant reservoirs**. Stellenbosch: Stellenbosch University, 2018.

EMAMGHOLIZADEH, S.; FATHI-MOGHDAM, M. Pressure Flushing of Cohesive Sediment in Large Dam Reservoirs. **Journal of Hydrologic Engineering**, Estados Unidos, v. 19, n. 4, p. 674–681, 2014. Disponível em: <[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0000859](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000859)>

EPPS, B. P. Review of vortex identification methods. In: AIAA AEROSPACE SCIENCES MEETING, 55., 2017, Grapevine. **Proceedings...** Grapevine: American Institute of Aeronautics and Astronautics, Inc., 2017.

FALVEY, H. T. **Cavitation in Chutes and Spillways**. Denver: US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1990.

FAN, J.; MORRIS, G. L. **Reservoir Sedimentation Handbook: Design and Management of Dams, Reservoirs, and Watersheds for Sustainable Use**. Nova Iorque: McGraw-Hill, 1998.

FATHI-MOGHADAM, M.; EMAMGHOLIZADEH, S.; BINA, M.; GHOMESHI, M. Physical modelling of pressure flushing for desilting of non-cohesive sediment. **Journal of Hydraulic Research**, Londres, v. 48, n. 4, p. 509–514, 2010. Disponível em: <<https://doi.org/10.1080/00221686.2010.491691>>

**FLOW-3D® Version 12.0 Users Manual**. Flow Science, Inc., 2018. Disponível em: <<https://www.flow3d.com>>

GRAF, W. H. **Hydraulics of sediment transport**. Nova Iorque: McGraw-Hill, 1971.

HAGER, W. H.; SCHLEISS, A. J.; BOES, R. M.; PFISTER, M. **Hydraulic engineering of dams**. Londres : CRC Press, 2021.

HAGHJOUEI, H.; RAHIMPOUR, M.; QADERI, K.; KANTOUSH, S. A. Experimental study on the effect of bottomless structure in front of a bottom outlet on a sediment flushing cone. **International Journal of Sediment Research**, Heidelberg, v. 36, n. 3, p. 335–347, 2021. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.ijsrc.2020.11.002>>

HAUER, C.; WAGNER B.; AIGNER, J.; HOLZAPFEL, P.; FLÖDL, P.; LIEDERMANN, M; TRITTHART, M.; SINDELAR, C.; PULG, U.; KLÖSCH, M.; HAIMANN, M.; DONNUM, B. O.; STICKLER, M.; HABERSACK, H. State of the art, shortcomings and future challenges for a sustainable sediment management in hydropower: A review. **Renewable and Sustainable Energy Reviews**, Heidelberg, v. 98, p. 40-55, 2018. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.rser.2018.08.031>>

HU, H.; ZHANG, J.; LI, T. Dam-break flows: Comparison between Flow-3D, MIKE 3 FM, and analytical solutions with experimental data. **Applied Sciences**, Suíça, v. 8, n. 12, 2018. Disponível em: <<https://doi.org/10.3390/app8122456>>

HUNT, J. C. R.; WRAY, A. A.; MOIN, P. Eddies, streams, and convergence zones in turbulent flows. In: 1988 SUMMER PROGRAM, 1988, **Studying Turbulence Using Numerical Simulation Databases — II. Proceedings...** Estados Unidos: NASA, 1988.

IDELCHIK, I. E. **Handbook of Hydraulic Resistance, Revised and Augmented**. Redding: Begell House, Inc., 2008.

JACOBSEN, T. **Sediment problems in reservoirs. Control of sediment deposits**. Trondheim: Norwegian University of Science and Technology, 1997.

KARMACHARYA, S. K.; RUTHER, N.; ABERLE, J.; SHRESTHA, S. M.; BISHWAKARMA, M. B. Physical modelling of pressure flushing of sediment using lightweight materials. **Journal of Applied Water Engineering and Research**, Londres, v. 9, n. 3, p. 251–263, 2021. Disponível em: <<https://doi.org/10.1080/23249676.2021.1919224>>

KONDOLF, G. M. Hungry water: Effects of dams and gravel mining on river channels. **Environmental Management**, Nova Iorque, v. 21, n. 4, p. 533–551, 1997. Disponível em: <<https://doi.org/10.1007/s002679900048>>

KONDOLF, G. M.; GAO, Y.; ANNANDALE, G. W.; MORRIS, G. L.; JIANG, E.; ZHANG, J.; CAO, Y.; CARLING, P.; FU, K.; GUO, Q.; HOTCHKISS, R.; PETEUIL, C.; SUMI, T.; WANG, H.; WANG, Z.; WEI, Z.; WU, B.; WU, C.; YANG, C. T. Sustainable sediment management in reservoirs and regulated rivers: Experiences from five continents. **Earth's Future**, Estados Unidos, v. 2, n. 5, p. 256–280, 2014. Disponível em: <<https://doi.org/10.1002/2013EF000184>>

LAI, J. S.; SHEN, H. W. Flushing sediment through reservoirs. **Journal of Hydraulic Research**, Londres, v. 34, n. 2, 1996. Disponível em: <<https://doi.org/10.1080/00221689609498499>>

MADADI, M. R.; RAHIMPOUR, M.; QADERI, K. Sediment flushing upstream of large orifices: An experimental study. **Flow Measurement and Instrumentation**, Reino Unido, v. 52, p. 180–189, 2016. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.flowmeasinst.2016.10.007>>

MADADI, M. R.; RAHIMPOUR, M.; QADERI, K. Improving the Pressurized Flushing Efficiency in Reservoirs: an Experimental Study. **Water Resources Management**, Heidelberg, v. 31, n. 14, p. 4633–4647, 2017. Disponível em: <<https://doi.org/10.1007/s11269-017-1770-y>>

MAHMOOD, K. **Reservoir sedimentation - Impact, Extent and Mitigation - World Bank Technical Report**. Washington, DC.: The World Bank, 1987.

MAZUMDER, S. **Numerical methods for partial differential equations: Finite difference and finite volume methods**. Londres: Academic Press, 2015.

NAGHETTINI, M. (ED.). **Fundamentals of statistical hydrology**. Cham: Springer, 2016.

NAGO, H. Basic investigation on free efflux from an underflow gate in a horizontal open channel. **Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers**, Tóquio, v. 1977, n. 264, p. 77–86, 1977.

NORE, K.; BLOCKEN, B.; THUE, J. V. On CFD simulation of wind-induced airflow in narrow ventilated facade cavities: Coupled and decoupled simulations and modelling limitations. **Building and Environment**, Heidelberg, v. 45, n. 8, p. 1834–1846, 2010. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0360132310000636>>

NOVAK, P. et al. **Hydraulic Structures**. Londres: CRC Press, 2007.

NOVAK, P. et al. **Hydraulic Modelling - an Introduction: Principles, methods and applications**. Londres: CRC Press, 2010.

PAULO, F. A. **Avaliação do funcionamento hidráulico de descarga de fundo do tipo tubo ranhurado em barragens de pequena altura**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2019.

PAULO, F. A. et al. Experimental study of pressure flushing of non-cohesive sediment through slotted pipe bottom outlet. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 26, n. 01, 2021. Disponível em: <<https://doi.org/10.1590/2318-0331.262120200076>>

PETEUIL, C.; FRUCHART, F.; ABADIE, F.; REYNAUD, S.; CAMENEN, B.; GUERTAULT, L. Sustainable management of sediment fluxes in reservoir by environmental friendly flushing: the case study of the Génissiat dam on the Upper Rhône River (France). In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RIVER SEDIMENTATION, 12., 2013, Quioto. **Advances in river sediment research : proceedings...** Londres: Taylor & Francis, 2013.

POPESCU, I. **Computational Hydraulics**. Londres: IWA Publishing, 2014. Disponível em: <[https://library.oapen.org/bitstream/id/46191e9f-c594-4307-b1ef-7bbd0fd33dbe/external\\_content.pdf](https://library.oapen.org/bitstream/id/46191e9f-c594-4307-b1ef-7bbd0fd33dbe/external_content.pdf)>

PORTO, R. de M. **Hidráulica básica**. São Carlos: EESC-USP, 2006.

POWELL, D. N.; KHAN, A. A. Scour upstream of a circular orifice under constant head. **Journal of Hydraulic Research**, Londres, 2012. Disponível em: <<https://doi.org/10.1080/00221686.2011.637821>>

POWELL, D. N.; KHAN, A. A. Flow Field Upstream of an Orifice under Fixed Bed and Equilibrium Scour Conditions. **Journal of Hydraulic Engineering**, Nova Iorque, v. 141, n. 2, 2015. Disponível em: <[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000960](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000960)>

SANTORO, A. et al. **Estimativas e erros em experimentos de física**. 1ª ed. Rio de Janeiro: Editora da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2005.

SAWADOGO, O.; BASSON, G. R.; SCHNEIDERBAUER, S. Physical and coupled fully three-dimensional numerical modeling of pressurized bottom outlet flushing processes in reservoirs. **International Journal of Sediment Research**, Heidelberg, v. 34, n. 5, p. 461–474, 2019. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.ijsrc.2019.02.001>>

SCHLEISS, A. J. et al. Reservoir sedimentation. **Journal of Hydraulic Research**, Londres, v. 54, n. 6, p. 595–614, 2016. Disponível em: <<https://doi.org/10.1080/00221686.2016.1225320>>

SHAMMAA, Y.; ZHU, D. Z.; RAJARATNAM, N. Flow Upstream of Orifices and Sluice Gates. **Journal of Hydraulic Engineering**, Nova Iorque, v. 131, n. 2, p. 127–133, 2005. Disponível em: <[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2005\)131:2\(127\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2005)131:2(127))>

SHEN, H. W. Flushing sediment through reservoirs. **Journal of Hydraulic Research**, Londres, v. 37, n. 6, p. 743–757, 1999. Disponível em: <<https://doi.org/10.1080/00221689909498509>>

SUTHERLAND, J.; BARFUSS, S. Composite Modelling: Combining Physical and Numerical Models. In: 34TH IAHR WORLD CONGRESS 2011, Brisbane. **Anais...** Brisbane: IAHR, 2011.

USBR. **Design of small dams**. Washington, DC.: US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1987.

VAN DER SPUIJ, L. **HYDRAULIC OPTIMISATION OF A POSTULATED SEDIMENT FLUSHING SYSTEM IN LOW-LEVEL DAM OUTLETS**. Stellenbosch: Stellenbosch University, 2020.

VAN OS, A.; SOULSBY, R.; KIRKEGAARD, J. The future role of experimental methods in European hydraulic research: towards a balanced methodology. **Journal of Hydraulic Research**, Londres, v. 42, n. 4, p. 341–356, 2004. Disponível em: <<https://doi.org/10.1080/00221686.2004.9641203>>

VAN RIJN, L. C. **Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas**. Amsterdã: Aqua publication, 1993.

WANG, S. S. Y.; ROACHE, P. J.; SCHMALZ, R. A.; JIA, Y.; SMITH, P. E. (EDS.). **Verification and validation of 3D free-surface flow models**. Reston: American Society of Civil Engineers, 2009.

WENDT, J. F. (ED.). **Computational fluid dynamics: An introduction**. Berlin: Springer, 2009.

WHITE, W. R.; BETTESS, R. The feasibility of flushing sediments through reservoirs. In: HARARE SYMPOSIUM, 1984, Harare. **Challenges in African hydrology and water resources; proceedings...** Wallingford: International Association of Hydrological Sciences, 1984.

WILCOX, D. C. **Turbulence modeling for CFD. La Canada: DCW Industries**. La Cañada: DCW Industries, 2006.

## 8. Apêndice A – Análise das Incertezas

Os resultados da avaliação das incertezas de medição conforme o GUM 2008 e o GCI são apresentados a seguir. Os valores indicados em parênteses nas tabelas representam a incerteza como uma porcentagem do valor do mensurando.

### 8.1. Modelo Físico

#### 8.1.1. Vazão

A incerteza das medições de vazão foi quantificada através de uma avaliação do Tipo A como explicado na seção 4.3.4.3. As séries de dados independentes se encontram na Figura 56. Salvo alguns pontos nos extremos, a análise dos gráficos Q-Q indica que os dados observados se ajustam a uma distribuição Normal. Os resultados dos testes de aderência se encontram na Tabela 13. As estatísticas de teste são inferiores aos valores críticos em todos os casos. Portanto, não se pode rejeitar a hipótese de que as amostras utilizadas possuem dados independentes entre si e que as mesmas se ajustam a uma distribuição Normal ao nível de significância de 5%. As incertezas-padrão e expandidas estão listadas na Tabela 14.

Tabela 13: Testes estatísticos para verificação da independência e normalidade dos dados. N é o número de dados em cada amostra.

Vazão (l/s)	Teste de Wald e Wolfowitz			Teste de Anderson-Darling		Teste de Lilliefors	
	N	Estatística de teste	Valor crítico	Estatística de teste	Valor crítico	Estatística de teste	Valor crítico
3,06	30	0,933	1,960	0,412	0,752	0,114	0,161
3,49	12	1,467	1,960	0,378	0,752	0,117	0,242
4,08	30	1,471	1,960	0,472	0,752	0,132	0,161
4,53	30	1,958	1,960	0,653	0,752	0,133	0,161
4,87	15	1,738	1,960	0,452	0,752	0,107	0,220

Tabela 14: Incertezas das medições de vazão.

Ensaio	$Q$ (l/s)	$u_c(Q)$ (l/s)	$U(Q)$ (l/s)
SEA-1	3,06	0,006 (0,20%)	0,013 (0,39%)
SEA-2	3,49	0,013 (0,37%)	0,026 (0,74%)
SEA-3	4,08	0,007 (0,17%)	0,013 (0,34%)
SEA-4	4,53	0,007 (0,15%)	0,014 (0,31%)
SEA-5	4,89	0,009 (0,18%)	0,019 (0,37%)

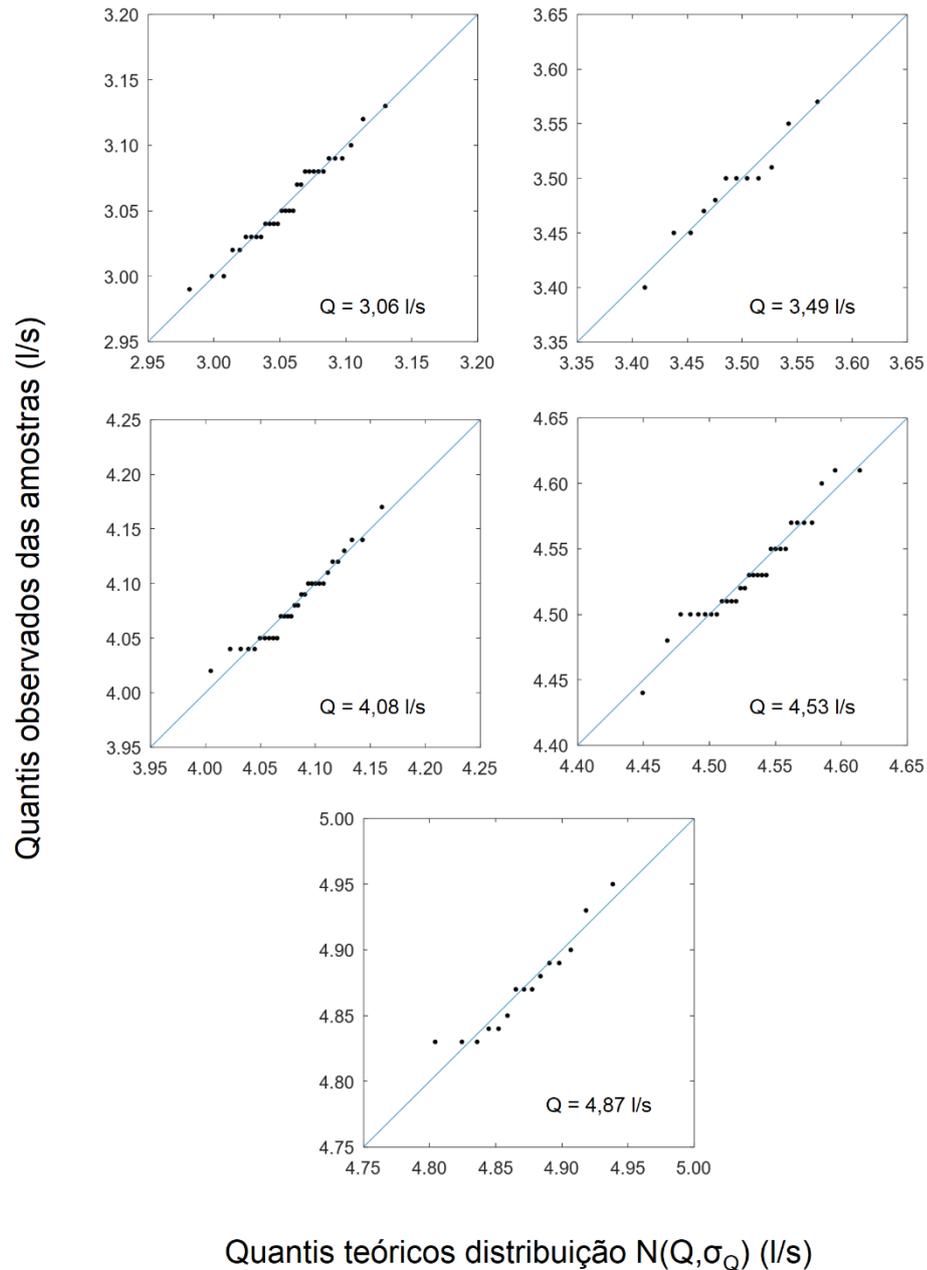


Figura 56: Gráficos Q-Q dos ensaios SEA-1 a 5. Quantis dos dados observados nas ordenadas e quantis das distribuições normais com médias e desvios-padrões iguais aos dos dados observados nas abscissas.

### 8.1.2. Nível

Segundo Santoro et al. (2005), instrumentos analógicos de leitura direta em escala – como a ponta limnimétrica utilizada para medir o nível de água no modelo físico – geralmente têm sua incerteza estimada com avaliações do Tipo B relacionadas ao limite de erro ou resolução do instrumento ( $a$ ). A menor divisão da escala da ponta limnimétrica é 0,1 mm. Logo, dada uma medição, o maior erro possível é  $\pm 0,1\text{mm}$ .

Optou-se por considerar uma distribuição uniforme para a leitura da escala, o que significa assumir que a probabilidade de o valor real do mensurando estar entre o valor medido  $\pm 0,1\text{mm}$  é igual a um e que a probabilidade de que o mensurando esteja fora deste intervalo é zero para efeitos práticos. Neste caso, a incerteza padrão expressa como o desvio padrão da distribuição uniforme é dado por  $u = a/\sqrt{3}$ . Para atingir o nível da confiança de 95% na incerteza expandida, o fator de abrangência da distribuição uniforme é 1,65 (INMETRO, 2012).

Tabela 15: Resumo da avaliação da incerteza das medições de nível.

Característica	Valor
Avaliação	Tipo B
Distribuição considerada	Uniforme
Incerteza padrão	0,060 mm
Incerteza expandida	0,095 mm
Fator de abrangência	1,65
Nível da confiança	95%

### 8.1.3. Velocidade Local

A incerteza na medição de velocidades foi obtida aplicando a lei de propagação de incertezas (Equação 27). O mensurando velocidade depende das grandezas  $g$ ,  $h$  e  $d$  segundo a relação funcional representada pela Equação 40. A incerteza no valor escolhido para  $g$  ( $9,8\text{ m/s}^2$ ) não foi considerada. A incerteza no valor da densidade do  $\text{CCl}_4$  (1,584) foi estimada considerando uma distribuição de probabilidades uniforme entre os valores fornecidos pelo fabricante (1,583 a 1,585). Neste caso, a incerteza-padrão expressa como um desvio-padrão da distribuição uniforme é calculada por  $u(d) = a/\sqrt{3} = 0,0006$ , em que  $a$  é metade do intervalo de densidade fornecido pelo fabricante. O fator de abrangência da distribuição uniforme é 1,65, logo, a incerteza expandida é  $U(d_m) = 0,001$ .

A incerteza da diferença de nível medida no manômetro diferencial ( $h$ ) foi calculada como a incerteza combinada das incertezas das leituras dos níveis referentes às tomadas dinâmica e estática das sondas. A leitura do nível de cada tomada foi feita sobre uma escala de 1 mm de resolução. Segundo Santoro et al. (2005), em escalas analógicas de 1 mm de resolução, é razoável considerar que a distribuição de probabilidade das leituras é Normal e que a resolução abrange dois desvios-padrão. Portanto,  $u(h_{\text{estática ou dinâmica}}) = a/2$ , em que  $a$  é a resolução da escala de leitura. No

caso da sonda 2, a resolução da escala é 1 mm, contudo, a resolução de  $h$  (coluna de fluido manométrico) é  $a_{sonda\ 2} = (1\text{ mm}) \cdot \text{sen}(10^\circ) = 0,17\text{ mm}$  devido à inclinação de  $10^\circ$  do manômetro com a horizontal. A Tabela 16 resume a avaliação das incertezas atribuídas às medições dos manômetros diferenciais, enquanto a Tabela 17 faz o mesmo para o cálculo das velocidades. A Tabela 18 apresenta as incertezas das medições de velocidade realizadas durante a verificação do funcionamento da Sonda 2. As incertezas associadas às medições de velocidade na série de ensaios SEA se encontra na Tabela 19.

Tabela 16: Resumo da avaliação da incerteza das medições dos manômetros diferenciais.

Característica	Valor
Avaliação	Tipo B
Resolução (mm)	1,00
$u(h_{estática}\text{ ou }h_{dinâmica})$ (mm)	0,50
$h = f(h_{estática}, h_{dinâmica})$	$h = h_{estática} - h_{dinâmica}$
$\frac{dh}{dh_{estática}}$	1
$\frac{dh}{dh_{dinâmica}}$	1
$u_c(h)$ (mm)	0,71
$U(h)$ (mm)	1,41
$k_c$	2
Nível da Confiança	95%

Tabela 17: Resumo da avaliação da incerteza do cálculo das velocidades.

Característica	Valor	
Avaliação	Tipo B	
$u(g)$ (m/s <sup>2</sup> )	0	
$u(d_m)$ (adimensional)	0,0006	
$u_c(h)$ (m)	Sonda 1 0,00071	Sonda 2 0,00012
$v = f(g, h, d_m)$	$v = \sqrt{2gh(d_m - 1)}$	
$\frac{dv}{dh}$	$\frac{g(d_m - 1)}{\sqrt{2gh(d_m - 1)}}$	
$\frac{dv}{dd_m}$	$\frac{gh}{\sqrt{2gh(d_m - 1)}}$	

Tabela 18: Incertezas das medições de velocidade para verificação da Sonda 2.

Sonda 1			Sonda 2		
$v$ (m/s)	$u_c(v)$ (m/s)	$U(v)$ (m/s)	$v$ (m/s)	$u_c(v)$ (m/s)	$U(v)$ (m/s)
0,11	0,0038 (3,57%)	0,0076 (7,14%)	0,21	0,0025 (0,52%)	0,0050 (1,04%)
0,39	0,0022 (0,56%)	0,0044 (1,13%)	0,33	0,0040 (0,50%)	0,0079 (1,00%)
0,41	0,0023 (0,55%)	0,0045 (1,10%)	0,36	0,0042 (0,50%)	0,0085 (0,99%)
0,48	0,0025 (0,52%)	0,0050 (1,05%)	0,38	0,0045 (0,50%)	0,0090 (0,99%)
0,52	0,0027 (0,52%)	0,0054 (1,03%)	0,48	0,0056 (0,50%)	0,0113 (0,99%)
0,53	0,0028 (0,51%)	0,0055 (1,03%)	0,53	0,0045 (0,35%)	0,0090 (0,71%)
0,55	0,0028 (0,51%)	0,0056 (1,03%)	0,54	0,0046 (0,35%)	0,0092 (0,71%)
0,55	0,0028 (0,51%)	0,0056 (1,03%)	0,55	0,0046 (0,35%)	0,0092 (0,71%)
0,57	0,0029 (0,51%)	0,0058 (1,02%)	0,56	0,0063 (0,47%)	0,0126 (0,95%)
0,76	0,0038 (0,50%)	0,0076 (1,00%)	0,75	0,0044 (0,25%)	0,0089 (0,50%)

Tabela 19: Incertezas das medições de velocidade na SEA.

Ensaio	$v$ (m/s)	$u_c(v)$ (m/s)	$U(v)$ (m/s)
SEA-1	0,38	0,0019 (0,50%)	0,0038 (0,99%)
SEA-2	0,42	0,0021 (0,50%)	0,0042 (0,99%)
SEA-3	0,50	0,0025 (0,50%)	0,0049 (0,99%)
SEA-4	0,55	0,0027 (0,49%)	0,0054 (0,99%)
SEA-5	0,59	0,0029 (0,50%)	0,0058 (0,99%)

#### 8.1.4. Coeficiente de Perda de Carga Singular

Obteve-se a velocidade média na seção circular do tubo ranhurado pela equação da continuidade ( $V_0 = Q/A$ ) e a incerteza-padrão experimental nas medições de vazão foi propagada para os valores de velocidade média. Manipulando algebricamente as equações 10 e 42, chegou-se à função que relaciona  $K_s$  com a velocidade média. A partir dessa função e da incerteza estimada para a velocidade, propagou-se a incerteza para os valores de  $K_s$ . Os resultados se encontram nas Tabela 20 e Tabela 21. As incertezas associada aos valores de  $\alpha_{médio}$  se encontram na seção 0.

Tabela 20: Resumo da avaliação da incerteza do cálculo de  $K_s$ .

Característica	Valor
Avaliação	Tipo B
$u(g)$ (m/s <sup>2</sup> )	0
$u(H_w)$ (m)	0
$u(V_0)$ (m/s)	Variável
$U(\alpha_{médio})$ (adimensional)	4,34%
$K_s = f(V_0, \alpha_{médio}, g, H_w)$	$K_s = \frac{2gH_w}{V_0^2} - \alpha_{médio}$
$\frac{dK_s}{d\alpha_{médio}}$	-1
$\frac{dK_s}{dV_0}$	$-\frac{4gH_w}{V_0^3}$

Tabela 21: Incertezas dos valores de  $K_s$  em SEA.

Ensaio	$K_s$	$u_c(K_s)$	$U(K_s)$	$Re_D$	$\varepsilon/D$	$H_w/D$
SEA-1	2,273	0,030 (1,33%)	0,060 (2,65%)	$5,84 \times 10^4$	$2,25 \times 10^{-5}$	2,06
SEA-2	2,162	0,037 (1,69%)	0,073 (3,39%)	$6,67 \times 10^4$	$2,25 \times 10^{-5}$	2,60
SEA-3	2,080	0,029 (1,37%)	0,057 (2,74%)	$7,81 \times 10^4$	$2,25 \times 10^{-5}$	3,47
SEA-4	1,985	0,028 (1,42%)	0,056 (2,85%)	$8,66 \times 10^4$	$2,25 \times 10^{-5}$	4,15
SEA-5	1,979	0,029 (1,48%)	0,058 (2,96%)	$9,35 \times 10^4$	$2,25 \times 10^{-5}$	4,80
SEA-6	1,966	0,035 (1,78%)	0,070 (3,56%)	$8,97 \times 10^4$	$2,25 \times 10^{-5}$	4,44

## 8.2. Código Numérico

### 8.2.1. Vazão Total

A Tabela 22 apresenta o resultado da incerteza do código numérico para a vazão total através do GCI. A incerteza no resultado numérico devida à discretização do domínio ao utilizar as malhas 1 (fina), 2 (média) e 3 (grosseira) é 7,79%, 9,44% e 14,47% respectivamente. Optou-se pela malha 1 para realizar as simulações das séries SSA e SSB.

A ordem de convergência observada é inferior à ordem de convergência teórica do modelo de segunda ordem. Não atingir a ordem de convergência teórica é comum e se deve a diversos fatores como a diminuição da ordem das aproximações nas fronteiras do domínio, falta de estrita similaridade entre as malhas ou entre a geometria que é representada por cada malha, efeitos do modelo de turbulência, entre outros fatores (WANG et al., 2009). A razão entre o GCI da malha 2 calculado partindo da malha 1 e o GCI da malha 2 calculado partindo da malha 3 é igual à unidade, o que indica que o modelo se encontra na região de convergência assintótica para a variável em questão.

Tabela 22: Resumo da avaliação da incerteza do código numérico para a vazão total.

Malhas			
Índice	$\Delta_{x,min}$ (mm)	$Q$ (l/s)	
1	1,25	4,54	
2	1,4	4,48	
3	1,8	4,30	
GCI			
$r_{1,2}$	1,12	$GCI_{1,2}$	7,79%
$r_{2,3}$	1,29	$GCI_{2,3}$	9,44%
$\varepsilon_{1,2}$	-0,013	$GCI_{3,2}$	14,47%
$\varepsilon_{2,3}$	-0,040	$GCI_{2,1}$	9,44%
$p$	1,70	$GCI_{2,1}/GCI_{2,3}$	1,00

### 8.2.2. Pressão

A pressão média calculada nas seções transversais definidas na Figura 40 e usada para apresentar a variação das pressões e da energia total apresentou um comportamento diferente do observado com as vazões na análise de incerteza. Os valores calculados nas três malhas apresentaram ordem de convergência calculada  $p < 1$  ou apresentaram convergência oscilatória. Segundo Wang et al. (2009),  $p < 1$  tende a significar que a malha mais grosseira (e não a malha mais fina que foi utilizada para as simulações) se localiza, em alguma medida, fora da região de convergência assintótica. Os autores também afirmam que o GCI calculado neste caso seria demasiadamente conservador.

O cálculo do GCI para convergência oscilatória requer ao menos 4 malhas. Utilizar uma malha mais grosseira que a malha 3 seria impossível, pois o tamanho das células impediria a correta representação da estrutura devido ao método de reconhecimento da geometria que possui o código numérico. Empregar uma malha mais fina que a malha 1 requereria um tempo de simulação que não se julgou razoável. Assim sendo, decidiu-se não avaliar a incerteza na condição de convergência oscilatória.

Optou-se, portanto, por calcular o GCI somente com as malhas 1 e 2, assumir a ordem de convergência  $p = 1,7$  igual à ordem observada para a vazão (pois não há forma de obter a ordem observada somente com duas malhas), e utilizar o coeficiente de segurança  $F_s = 3$  para o caso de duas malhas. O GCI médio obtido para a pressão média nas seções mencionadas foi 29,13%.

### 8.2.3. Coeficiente de Coriolis

As incertezas relacionadas aos valores do gráfico da Figura 48-d foram obtidas com a Equação 27 considerando a Equação 9 como relação funcional entre as variáveis e o mesmo GCI calculado para a vazão. A análise é facilitada se a Equação 9 for reescrita como

$$\alpha = \frac{\int_A v^3 dA}{V_0^3 A} = \frac{1}{V_0^3} \frac{\int_A v^3 dA}{A} = \frac{\overline{v^3}}{V_0^3} = \frac{V_*}{V_0^3}$$

sendo  $V_*$  a média do perfil de velocidades elevadas ao cubo.

Primeiramente, calculou-se a incerteza-padrão combinada do valor de  $\alpha$  em cada seção transversal para cada simulação. Em seguida, calculou-se o valor médio  $\alpha_{médio}$  em cada seção e as incertezas foram propagadas para o valor médio. Os resultados se encontram nas Tabela 23 e Tabela 24.

Tabela 23: Resumo da avaliação da incerteza do cálculo de  $\alpha_{médio}$ .

$\alpha$		$\alpha_{médio}$	
Característica	Valor	Característica	Valor
Avaliação	Tipo B	Avaliação	Tipo B
$U(V) = U(V_0)$	7,79%	$U(\alpha_i)$	Variável
$\alpha = f(V_*, V_0)$	$V_*/V_0^3$	$\alpha_{médio} = f(\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_N)$	$\frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \alpha_i$
$\frac{d\alpha}{dV_*}$	$\frac{1}{V_0^3}$	$\frac{d\alpha_{médio}}{d\alpha_i}$	$\frac{1}{m}$
$\frac{d\alpha}{dV_0}$	$-3 \frac{V_*}{V_0^4}$		

Tabela 24: Incertezas dos valores de  $\alpha_{médio}$  em SSA e SSB.

Seção Transversal	$\alpha_{médio}$	$U(\alpha_{médio})$
SC1	1,078	0,385 (35,69%)
SC2	2,168	0,914 (42,17%)
SC3	1,744	0,425 (24,36%)
SC4	1,825	0,314 (17,23%)
SC5	1,824	0,221 (12,14%)
SC6	1,820	0,167 (9,15%)
SC7	1,777	0,117 (6,58%)
SC8	1,381	0,073 (3106%)
SC9	2,291	0,196 (8,56%)
SC10	1,217	0,053 (4,34%)

### 8.2.4. Energia Total, Carga Piezométrica e Taquicarga

As incertezas relacionadas aos valores dos gráficos das Figura 48-a,b, c foram calculadas analogamente às incertezas do coeficiente de Coriolis. Foi considerada a Equação 8 como relação funcional, o mesmo GCI da vazão para as velocidades e o GCI da pressão calculado em 8.2.2. Foram desconsideradas as incertezas relativas a  $\gamma$ ,  $H_w$  e  $g$ . Os resultados se encontram nas Tabela 25 a Tabela 30, nas quais as variáveis das Figura 48-a,b, c foram reescritas como

$$\frac{E}{H_w} = E_*, \quad \frac{P_m/\gamma}{E} = P_*, \quad \frac{\alpha V_0^2/(2g)}{E} = V_0^*$$

Tabela 25: Resumo da avaliação da incerteza do cálculo de  $E/H_{w\text{médio}}$ .

$E_*$		$E_{*\text{médio}}$	
Característica	Valor	Característica	Valor
Avaliação	Tipo B	Avaliação	Tipo B
$U(V_0)$	7,79%	$U(E_{*i})$	Variável
$U(P_m)$	29,13%	$E_{*\text{médio}}$	$\frac{1}{m} \sum_{i=1}^m E_{*i}$
$U(\alpha)$	Variável	$\frac{d[E_{*\text{médio}}]}{d[E_{*i}]}$	$\frac{1}{m}$
$E_* = f(P_m, V_0, \alpha)$	$\frac{P_m}{\gamma H_w} + \alpha \frac{V_0^2}{2g H_w}$		
$\frac{d[E_*]}{dP_m}$	$\frac{1}{\gamma H_w}$		
$\frac{d[E_*]}{dV_0}$	$\alpha \frac{V_0}{g H_w}$		
$\frac{d[E_*]}{d\alpha}$	$\frac{V_0^2}{2g H_w}$		

Tabela 26: Incertezas dos valores de  $E_{*\text{médio}}$  em SSA e SSB.

Seção Transversal	$E_{*\text{médio}}$	$U(E_{*\text{médio}})$
SC1	0,939	0,101 (10,76%)
SC2	0,944	0,100 (10,61%)
SC3	0,932	0,096 (10,33%)
SC4	0,912	0,089 (9,78%)
SC5	0,879	0,078 (8,89%)
SC6	0,821	0,063 (7,67%)
SC7	0,735	0,055 (7,44%)
SC8	0,723	0,046 (6,35%)
SC9	0,534	0,085 (15,91%)
SC10	0,424	0,031 (7,19%)

Tabela 27: Resumo da avaliação da incerteza do cálculo de  $P_{*médio}$ .

$P_*$		$P_{*médio}$	
Característica	Valor	Característica	Valor
Avaliação	Tipo B	Avaliação	Tipo B
$U(V_0)$	7,79%	$U(P_{*i})$	Variável
$U(P_m)$	29,13%	$P_{*médio}$	$\frac{1}{m} \sum_{i=1}^m P_{*i}$
$U(\alpha)$	Variável	$\frac{d[P_{*médio}]}{d[P_{*i}]}$	$\frac{1}{m}$
$P_* = f(P_m, V_0, \alpha)$	$\frac{P_m}{\gamma} \left( \frac{P_m}{\gamma} + \alpha \frac{V_0^2}{2g} \right)^{-1}$		
$\frac{d[P_*]}{dP_m}$	$\frac{1}{\gamma} \left( \frac{P_m}{\gamma} + \alpha \frac{V_0^2}{2g} \right)^{-1} \left[ 1 - \frac{P_m}{\gamma} \left( \frac{P_m}{\gamma} + \alpha \frac{V_0^2}{2g} \right)^{-1} \right]$		
$\frac{d[P_*]}{dV_0}$	$-\frac{P_m}{\gamma} \frac{\alpha V_0}{g} \left( \frac{P_m}{\gamma} + \alpha \frac{V_0^2}{2g} \right)^{-2}$		
$\frac{d[P_*]}{d\alpha}$	$-\frac{P_m}{\gamma} \frac{V_0^2}{2g} \left( \frac{P_m}{\gamma} + \alpha \frac{V_0^2}{2g} \right)^{-2}$		

Tabela 28: Incertezas dos valores de  $P_{*médio}$  em SSA e SSB.

Seção Transversal	$P_{*médio}$	$U(P_{*médio})$
SC1	0,974	0,008 (0,85%)
SC2	0,948	0,019 (2,03%)
SC3	0,927	0,017 (1,82%)
SC4	0,865	0,023 (2,71%)
SC5	0,757	0,031 (4,09%)
SC6	0,555	0,038 (6,78%)
SC7	0,162	0,020 (12,09%)
SC8	0,338	0,030 (8,91%)
SC9	0,487	0,107 (21,96%)
SC10	0,004	0,006 (147,51%)

Tabela 29: Resumo da avaliação da incerteza do cálculo de  $V_0^*_{médio}$ .

Característica	$V_0^*$		$V_0^*_{médio}$	
	Característica	Valor	Característica	Valor
Avaliação		Tipo B	Avaliação	Tipo B
$U(V_0)$		7,79%	$U(V_{0i}^*)$	Variável
$U(P_m)$		29,13%	$V_0^*_{médio}$	$\frac{1}{m} \sum_{i=1}^m V_{0i}^*$
$U(\alpha)$		Variável	$\frac{d[V_0^*_{médio}]}{d[V_{0i}^*]}$	$\frac{1}{m}$
$V_0^* = f(P_m, V_0, \alpha)$		$\frac{V_0^2}{2g} \left( \frac{P_m}{\gamma} + \alpha \frac{V_0^2}{2g} \right)^{-1}$		
$\frac{d[V_0^*]}{dP_m}$		$-\frac{1}{\gamma} \frac{V_0^2}{2g} \left( \frac{P_m}{\gamma} + \alpha \frac{V_0^2}{2g} \right)^{-2}$		
$\frac{d[V_0^*]}{dV_0}$	$\frac{\alpha V_0}{g} \left( \frac{P_m}{\gamma} + \alpha \frac{V_0^2}{2g} \right)^{-1}$	$\left[ 1 - \alpha \frac{V_0^2}{2g} \left( \frac{P_m}{\gamma} + \alpha \frac{V_0^2}{2g} \right)^{-1} \right]$		
$\frac{d[V_0^*]}{d\alpha}$	$\frac{V_0^2}{2g} \left( \frac{P_m}{\gamma} + \alpha \frac{V_0^2}{2g} \right)^{-1}$	$\left[ 1 - \alpha \frac{V_0^2}{2g} \left( \frac{P_m}{\gamma} + \alpha \frac{V_0^2}{2g} \right)^{-1} \right]$		

Tabela 30: Incertezas dos valores de  $V_0^*_{médio}$  em SSA e SSB.

Seção Transversal	$V_0^*_{médio}$	$U(V_0^*_{médio})$
SC1	0,026	0,008 (29,72%)
SC2	0,052	0,018 (34,88%)
SC3	0,073	0,015 (19,85%)
SC4	0,135	0,018 (13,49%)
SC5	0,243	0,021 (8,58%)
SC6	0,445	0,022 (4,85%)
SC7	0,838	0,010 (1,15%)
SC8	0,662	0,011 (1,72%)
SC9	1,487	0,056 (3,75%)
SC10	0,996	0,002 (0,18%)

### 8.2.5. Coeficiente de Perda de Carga Singular

As incertezas no cálculo de  $K_s$  a partir dos resultados numéricos foram estimadas da mesma maneira que a incerteza dos resultados experimentais. A única diferença é que a incerteza dos valores de vazão foi representada pelo GCI. Os resultados podem ser vistos na Tabela 31.7

Tabela 31: Incertezas dos valores de  $K_s$  em SSA e SSB.

Simulação	$K_s$	$U(K_s)$	$Re_D$	$\varepsilon/D$	$H_w/D$
SSA-4	2,009	0,505 (25,16%)	$8,68 \times 10^4$	$2,25 \times 10^{-5}$	4,20
SSA-5	2,005	0,505 (25,17%)	$9,36 \times 10^4$	$2,25 \times 10^{-5}$	4,80
SSA-6	1,957	0,497 (25,41%)	$8,95 \times 10^4$	$2,25 \times 10^{-5}$	4,45
SSB-1	1,902	0,489 (25,70%)	$1,14 \times 10^5$	$2,25 \times 10^{-5}$	6,94
SSB-2	1,708	0,459 (26,86%)	$2,42 \times 10^5$	$2,25 \times 10^{-5}$	29,47
SSB-3	2,151	0,527 (24,52%)	$6,67 \times 10^5$	$4,50 \times 10^{-6}$	2,07
SSB-4	1,819	0,476 (26,17%)	$1,00 \times 10^6$	$4,50 \times 10^{-6}$	4,21
SSB-5	1,598	0,442 (27,64%)	$2,18 \times 10^6$	$4,50 \times 10^{-6}$	18,55
SSB-6	2,037	0,510 (25,03%)	$1,92 \times 10^6$	$2,25 \times 10^{-6}$	2,08
SSB-7	1,686	0,455 (27,01%)	$2,62 \times 10^6$	$2,25 \times 10^{-6}$	3,45
SSB-8	1,728	0,462 (26,73%)	$2,78 \times 10^6$	$2,25 \times 10^{-6}$	3,94
SSB-9	1,716	0,460 (26,81%)	$3,08 \times 10^6$	$2,25 \times 10^{-6}$	4,81
SSB-10	1,552	0,435 (28,01%)	$6,22 \times 10^6$	$2,25 \times 10^{-6}$	18,51