

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

Carolina Kuhn Novakoski

**ANÁLISE DA DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DAS
PRESSÕES EM UM RESSALTO HIDRÁULICO FORMADO A
JUSANTE DE VERTEDOIRO EM DEGRAUS**

Porto Alegre
Novembro de 2016

CAROLINA KUHN NOVAKOSKI

**ANÁLISE DA DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DAS
PRESSÕES EM UM RESSALTO HIDRÁULICO FORMADO A
JUSANTE DE VERTEDOIRO EM DEGRAUS**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental.

Orientador: Prof. Dr. Eder Daniel Teixeira
Coorientador: Prof. Phd. Marcelo Giulian Marques

Porto Alegre
Novembro de 2016

CAROLINA KUHN NOVAKOSKI

**ANÁLISE DA DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DAS
PRESSÕES EM UM RESSALTO HIDRÁULICO FORMADO A
JUSANTE DE VERTEDOURO EM DEGRAUS**

Esta Dissertação foi desenvolvida no Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, sob a orientação do Prof. Eder Daniel Teixeira da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, Novembro de 2016

Prof. Eder Daniel Teixeira
Dr. pelo IPH/UFRGS
Orientador

Prof. Marcelo Giulian Marques
Phd. Pela UniversitéLaval
Coorientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Mauricio Dai Prá (UFPEL)
Dr. pela UFRGS

Prof. Daniela Guzzon Sanagiotto (UFRGS)
Dra. pela UFRGS

Prof. Luiz Augusto Magalhães Endres (UFRGS)
Dr. pela UFRGS

AGRADECIMENTOS

Ao Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (IPH-UFRGS) e ao programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental pela oportunidade e pelos conhecimentos transmitidos ao longo do mestrado.

Ao Laboratório de Obras Hidráulicas (LOH), onde foram realizados todos os ensaios necessários a essa pesquisa.

À Dona Francisca Energética por possibilitar o desenvolvimento da pesquisa.

Aos Colegas do LOH que realizaram os ensaios para a presente pesquisa e pelo apoio.

Aos autores que, gentilmente, cederam seus dados para serem usados durante a presente pesquisa.

Aos professores do LOH, especialmente ao meu orientador Prof. Dr. Eder Daniel Teixeira e ao coorientador, Prof. Marcelo Giulian Marques, pela dedicação e ensinamentos.

Aos meus pais, Tânia e Artur pelo incentivo, apoio e dedicação infinitos.

Ao João pelo apoio e companheirismo durante esse período.

RESUMO

Os vertedouros são responsáveis pela segurança das barragens, permitindo a passagem das cheias evitando danos à barragem. A utilização de um sistema extravasor composto por vertedouro em degraus seguido de bacia de dissipação por ressalto hidráulico permite que parte significativa da energia de montante seja dissipada durante a passagem do escoamento pela calha em degraus, sendo que a energia restante é dissipada pelo ressalto hidráulico formado na bacia a jusante. A dissipação da energia ao longo da calha permite a redução do comprimento do ressalto se comparado ao mesmo fenômeno formado a jusante de uma calha lisa, e, assim, as dimensões e custos da bacia podem ser otimizados. Por ser um fenômeno turbulento, o ressalto hidráulico pode causar danos na estrutura da barragem por meio de erosão, cavitação, entre outros. Na bibliografia, podem ser encontrados diversos estudos sobre vertedouros convencionais (com calha lisa) seguido de bacia de dissipação, porém são raros os trabalhos que tratam sobre o ressalto hidráulico a jusante de estruturas escalonadas. O presente trabalho tem por objetivo caracterizar as pressões atuantes em um ressalto formado a jusante de um vertedouro em degraus de forma a fornecer informações que auxiliem no dimensionamento dessas estruturas. Para a caracterização dos esforços, foram realizados ensaios em um modelo físico, instalado no Laboratório de Obras Hidráulicas (IPH – UFRGS), composto por uma bacia de dissipação a jusante de uma calha em degraus. Os ensaios foram realizados com ressalto hidráulico livre formado a jusante do vertedouro em degraus com números de Froude na entrada do ressalto entre 5,9 e 7,5. Foram analisados dados de pressões médias, flutuações de pressão, assimetria, curtose, pressões extremas e coeficiente estatístico de probabilidade (N%). Os resultados obtidos foram comparados aos resultados de autores que estudaram ressalto a jusante de calha lisa, de forma a verificar a semelhança entre os fenômenos. A partir das análises realizadas, concluiu-se que o ressalto hidráulico formado a jusante de um vertedouro em degraus, em sua maior parte, apresenta um comportamento semelhante ao mesmo fenômeno a jusante de uma calha lisa, dependendo mais das condições na entrada do ressalto hidráulico (energia residual) do que da forma que o escoamento se desenvolveu até a entrada da bacia. No entanto detectou-se uma diferença significativa nas posições mais próximas do pé do vertedouro. Esse fato pode ser explicado devido à ausência de uma curva de concordância entre calha em degraus e bacia no modelo estudado nesta pesquisa e existência no modelo utilizado pelos autores cujos dados foram comparados.

Palavras Chave: Bacia de dissipação, Ressalto Hidráulico, Vertedouro em degraus.

ABSTRACT

Spillways are responsible for the safety of the dams, allowing flood passage and avoiding damages. The use of an overflow system compounded by a stepped spillway followed by a hydraulic jump stilling basin allows the dissipation of a significant amount of the upstream energy during the flow through the stepped chute. The remaining energy is dissipated by the hydraulic jump formed within the downstream stilling basin. The energy dissipation along the chute allows the reduction of the hydraulic jump length if compared to the same phenomenon formed downstream of a smooth chute, therefore the stilling basin dimensions and costs can be optimized. As the hydraulic jump is a turbulent phenomenon, it may cause damage to the dam structure through erosion, cavitation, among others. Several studies on the conventional spillways (smooth chute) followed by stilling basin can be found in the literature, but papers on hydraulic jumps downstream of stepped chutes are rare. This study aims to characterize the pressures acting on a hydraulic jump formed downstream of a stepped spillway in order to supply data to assist the design of these structures. In the interest to characterizing the pressures, simulations were performed in a physical model installed at the “Laboratório de Obras Hidráulicas” (IPH – UFRGS), which is compound by a stilling basin downstream a stepped chute. The simulations were performed with a free hydraulic jump formed downstream of a stepped spillway and with Froude numbers referring to the hydraulic jump’s starting point ranging from 5.98 to 7.44. The data analyzed concerned mean pressure, pressure fluctuation, asymmetry, kurtosis, extreme pressures and statistical coefficient of probability (N%). The results obtained in this study were compared to the results of researches concerning smooth chutes in order to verify the similarities between the phenomena. Taking into account the analysis conducted, it was possible to conclude that the hydraulic jump formed downstream of a stepped spillway, for the most part, has a similar behavior to the phenomenon related to the smooth chute, depending more on the conditions of the hydraulic jump’s starting point (residual energy) than how the flow developed up to the entrance of the basin. However, a significant difference was detected in the positions nearest to the spillway foot. This fact can be explained by the non-existence of a transition curve between the stepped chute and the stilling basin in the physical model studied in this paper and the existence of it in the physical models utilized by the authors whose data were compared to the ones in found in this study.

Key Words: Stilling Basin, Hydraulic Jump, Stepped Spillway.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Esquema da bacia de dissipação por ressalto hidráulico tipo 1 a jusante de uma calha lisa.....	18
Figura 2 – Esquema da bacia de dissipação por ressalto hidráulico tipo 1 a jusante de uma calha em degraus.....	19
Figura 3 – Barragem de Akananian, Grécia.....	21
Figura 4 – Barragem de New Croton, EUA.....	22
Figura 5 – escoamento em quedas sucessivas, escoamento de transição e escoamento deslizante sobre turbilhões.....	23
Figura 6 – Esboço de um escoamento em quedas sucessivas.....	24
Figura 7 – Esboço de um escoamento de transição.....	24
Figura 8 – Escoamento deslizante sobre turbilhões.....	25
Figura 9 – Regiões de abrangência dos escoamentos deslizante sobre turbilhões, de transição e quedas sucessivas.....	26
Figura 10 – Tombamento de ondas e projeção de partículas de água para cima da superfície livre.....	27
Figura 11 – Esquema do desenvolvimento da aeração em uma calha em degraus.....	28
Figura 12 – Visualização do início da aeração no modelo físico utilizado pela presente pesquisa.....	28
Figura 13 – Parâmetros utilizados nas equações da tabela 1.....	31
Figura 14 – Adimensionalizações para ponto de início de aeração do escoamento conforme diferentes autores.....	31
Figura 15 – Adimensionalizações para alturas do escoamento sobre a calha em degraus, conforme diferentes autores.....	32
Figura 16 – Comparação entre a altura do escoamento (h) obtida por Conterato et al. 2014 e diversos autores.....	35
Figura 17 – Dissipação de energia em relação à energia de montante.....	38
Figura 18 – Bacia de dissipação tipo I.....	39
Figura 19 – Ressalto hidráulico.....	40
Figura 20 – Simbologia utilizada para definir as características de um ressalto hidráulico a jusante de um vertedouro em degraus.....	40
Figura 21 – Comprimento adimensionalizado do rolo do ressalto hidráulico calculado através das equações apresentadas na tabela 3 para os ensaios realizados na presente pesquisa.....	43

Figura 22 – Comprimento adimensionalizado do ressalto hidráulico calculado através das equações apresentadas na tabela 5 para o ensaio realizado no presente estudo.....	46
Figura 23 – Formas de ressalto hidráulico.....	48
Figura 24 – Classificação do ressalto hidráulico formado a jusante de um vertedouro....	49
Figura 25 – Perda de energia em um ressalto hidráulico formado a jusante de um vertedouro com calha lisa.....	50
Figura 26 – Eficiência do ressalto hidráulico.....	51
Figura 27 – Energia dissipada no ressalto hidráulico a jusante de uma calha lisa.....	52
Figura 28 – Pressões médias obtidas por Souza (2012) comparadas às obtidas por diversos autores.....	56
Figura 29 – Flutuações de pressão obtidas por Souza (2012) comparadas às obtidas por diversos autores	58
Figura 30 – Coeficientes de pressão (C_p) obtidos por Dai Prá (2011) comparados aos dados obtidos por diversos autores.....	59
Figura 31 – Coeficientes de assimetria obtidos por Souza (2012) comparados à valores obtidos por outros autores.....	61
Figura 32 – Coeficientes de curtose obtidos por Souza (2012) comparados à valores obtidos por outros autores.....	62
Figura 33 – Comparação entre os ajustes propostos para as pressões com probabilidades de 0,1% e 99,9% e os dados experimentais verificados para o ressalto hidráulico para um escoamento com número de Froude igual a 4,55.....	64
Figura 34 – Comparação entre os resultados obtidos por Endres (1990), Marques (1995) E Souza (2012) para pressões com probabilidades de não excedência de 0,1% e 99,9%.....	65
Figura 35 – Coeficientes estatísticos obtidos por Souza (2012) para probabilidade de não excedência de 0,1% comparados aos resultados obtidos por diversos autores.....	66
Figura 36 – Coeficientes estatísticos obtidos por Souza (2012) para probabilidade de não excedência de 1,0% comparados aos resultados obtidos por diversos autores.....	66
Figura 37 – Bacia de dissipação com elementos utilizada por Cardoso (2006).....	67
Figura 38 – Alturas piezométricas médias para $h_d=2, 4$ e 8 cm.....	68
Figura 39 – Valores médios das alturas piezométricas, obtidas por Cardoso (2006), na bacia com e sem elementos, para todas as vazões ensaiadas.....	69
Figura 40 – Foto do modelo utilizado por Sousa (2011).....	70
Figura 41 – Comparação de valores de altura conjugada lenta medidos e teóricos.....	71
Figura 42 – Comparação entre os valores medidos por Sousa (2011) para o comprimento do ressalto hidráulico e valores teóricos sugeridos por outros autores.....	71

Figura 43 – Esquema do modelo utilizado por Conterato (2014).....	72
Figura 44 – Esquema das posições da soleira terminal.....	72
Figura 45 – Pressões médias obtidas por Conterato (2014) para ensaios com e sem soleira terminal.....	73
Figura 46 – Flutuações de pressão obtidas por Conterato (2014) para ensaios com e sem soleira terminal.....	73
Figura 47 – Altura ideal da soleira terminal.....	74
Figura 48 – Posição ideal da soleira terminal.....	74
Figura 49 – Simbologia utilizada para definir as características de um ressalto hidráulico livre a jusante de um vertedouro em degraus.....	75
Figura 50 – Esquema do modelo físico utilizado.....	76
Figura 51 – Fotografia do modelo físico utilizado.....	76
Figura 52 – Detalhe do vertedouro em degraus.....	76
Figura 53 – Detalhe dos degraus.....	76
Figura 54 – Distribuição em planta dos transdutores ao longo do canal, as medidas estão apresentadas em centímetros.....	78
Figura 55 – Esquema da instalação dos transdutores.....	79
Figura 56 – Imagem da instalação dos transdutores.....	79
Figura 57 – Imagem do escoamento para cada vazão ensaiada junto ao pé do vertedouro (a) com o ressalto hidráulico (b) sem a formação de ressalto hidráulico.....	81
Figura 58 – Altura normal do escoamento calculada de acordo com as equações propostas por diversos autores.....	82
Figura 59 – Dados adimensionalizados de pressões médias obtidos por transdutores e por piezômetros.....	87
Figura 60 – Dados adimensionalizados de pressões médias obtidos pelo presente estudo.....	87
Figura 61 – Dados adimensionalizados de pressões médias obtidos pelo presente estudo comparadas aos dados de Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012).....	89
Figura 62 – Dados adimensionalizados de flutuações de pressão obtidos pelo presente estudo.....	90
Figura 63 – Dados adimensionalizados de flutuações de pressão obtidos pelo presente estudo comparadas aos dados de Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012).....	92
Figura 64 – Dados adimensionalizados do coeficiente de flutuações de pressão (C_p) obtidos pelo presente estudo.....	93
Figura 65 – Dados adimensionalizados do coeficiente de flutuação de pressão obtidos pelo presente estudo comparadas aos dados de Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012).....	94

Figura 66 – Detalhe dos dados adimensionalizados do coeficiente de flutuação de pressão obtidos pelo presente estudo comparadas aos dados de Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012).....	95
Figura 67 – Distribuição do coeficiente de assimetria em função da distância adimensionalizada.....	96
Figura 68 – Dados de coeficiente de assimetria obtidos pelo presente estudo comparadas aos dados de Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012).....	97
Figura 69 – Distribuição do coeficiente de curtose em função da posição bruta.....	98
Figura 70 – Dados de coeficiente de curtose obtidos pelo presente estudo comparadas aos dados de Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012)	99
Figura 71 – Distribuição do coeficiente de curtose em função da posição adimensionalizada.....	100
Figura 72 – Dados adimensionalizados das pressões com probabilidade de não excedência de 0,1% e 99,9%.....	102
Figura 73 – Dados adimensionalizados das pressões com probabilidade de não excedência de 0,1% e 99,9% comparados com outros autores.....	103
Figura 74 – Amplitude máxima de pressão em relação ao desvio padrão.....	104
Figura 75 – Amplitude máxima de pressão em relação à pressão média.....	105
Figura 76 – Coeficiente estatístico de probabilidade em função da distância adimensional para todos os ensaios realizados.....	106
Figura 77 – Coeficiente estatístico de probabilidade em função da distância adimensional para todos os ensaios realizados.....	107
Figura 78 – Coeficiente estatístico de probabilidade em função da distância adimensional para todos os ensaios realizados.....	108
Figura 79 – Dados brutos.....	119
Figura 80 – Pressões extremas brutas e adimensionalizadas.....	120
Figura 81 – Pressões extremas brutas e adimensionalizadas.....	121
Figura 82 – Coeficiente N para as pressões extremas estudadas.....	122

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Equações sugeridas por diversos autores para posições de início de aeração e profundidade do escoamento nessa posição.....	30
Tabela 2 – Fator de resistência “f” para calha em degraus.....	33
Tabela 3 – Equações para o comprimento do rolo do ressalto hidráulico.....	42
Tabela 4 – Comprimento do rolo do ressalto hidráulico, em metros, calculado através das equações apresentadas na tabela 3 para o ensaio realizado no presente estudo.....	43
Tabela 5 – Definição da posição de final do ressalto hidráulico.....	44
Tabela 6 – Equações para o comprimento do ressalto hidráulico.....	45
Tabela 7 – Comprimento do ressalto hidráulico, em metros, calculado através das equações apresentadas na tabela 3 para o ensaio realizado no presente estudo..	46
Tabela 8 – Estudos realizados por diversos autores em bacias de dissipação.....	53
Tabela 9 – Características do modelo e do protótipo.....	77
Tabela 10 – Características dos transdutores utilizados.....	78
Tabela 11 – Características do ressalto hidráulico.....	80
Tabela 12 – Gradiente de decréscimo da flutuação de pressão adimensionalizada (parâmetro Y) em função da posição relativa no interior do ressalto (parâmetro X).....	91
Tabela 13 – Zonas de impacto e influência do jato.....	95
Tabela 14 – Regiões características do escoamento.....	112

LISTA DE SÍMBOLOS

α – declividade da calha ($^{\circ}$);

θ_6 e θ_7 - parâmetros a serem ajustados através de dados experimentais;

ΔE – variação de energia (m);

ΔH – perda de carga no ressalto (m);

Δh – perda de carga total em uma distância ΔS

ΔP – amplitude média da flutuação de pressão (m.c.a.);

η – eficiência do ressalto hidráulico;

σ – desvio padrão (m.c.a.);

σ_s – tensão superficial (N/m);

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

ρ – massa específica do fluido (kg/m^3);

A_d – coeficiente de assimetria;

C_p – coeficiente de flutuação de pressão;

D_h – diâmetro hidráulico (m);

E_1 – energia disponível na entrada do ressalto hidráulico (m);

E_2 – energia disponível no final do ressalto hidráulico (m);

E_m – energia de montante (m);

E_p – energia em qualquer ponto ao longo da calha (m);

F_r – número de Froude;

F_{r1} – número de Froude correspondente à altura rápida;

f – fator de resistência da calha em degraus;

F^* - número de Froude do degrau;

g – aceleração da gravidade (m/s^2);

h – profundidade não aerada do escoamento (m);

h_a – altura da lâmina d'água no ponto de início de aeração (m);

h_c – profundidade crítica do escoamento (m);

h_n – altura normal do escoamento sobre a calha (m);

H – altura do degrau;

H_d – Carga de projeto do vertedouro (m);

H_t – total de energia dissipada no ressalto hidráulico (m)

K – altura de rugosidade do degrau (m);

k – coeficiente de curtose;

L_a – posição de início de aeração a partir do início da ogiva do vertedouro (m);

L_j – comprimento do ressalto hidráulico (m);

L_r – comprimento do rolo do ressalto (m);

N – coeficiente função da lei de distribuição estatística;

N_j – nível de jusante;

n – número de pressões instantâneas medidas;

P_i – pressão instantânea no ponto x (m.c.a.);

P_x – pressão média no ponto analisado (m.c.a.);

$P_{x\%}$ - pressão com probabilidade x de ocorrência (m.c.a.);

q - vazão específica ($m^3/s/m$);

Re - número de Reynolds do escoamento;

S - grau de submergência;

t - tempo (s);

T_w - altura da lâmina d'água sobre a bacia de dissipação (m);

V_1 - velocidade rápida (na entrada do ressalto hidráulico (m/s));

V_2 - velocidade lenta (na saída do ressalto hidráulico (m/s));

V_c - velocidade crítica (m/s);

V_n - velocidade média calculada a partir de h_n (m/s);

x - distância a partir do pé do vertedouro (m);

y_1 = altura conjugada rápida (m);

y_2 = altura conjugada lenta (m);

Y - posição na calha do vertedouro, na vertical, em relação à crista do vertedouro (positivo no sentido do escoamento (m);

Z_p - cota do piso do degrau (m).

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	17
2. OBJETIVOS	20
3. VERTEDOUROS EM DEGRAUS	21
3.1 HISTÓRICO.....	21
3.2 TIPOS DE ESCOAMENTO.....	23
3.2.1 Escoamento por quedas sucessivas	23
3.2.2 Escoamento de transição	24
3.2.3 Escoamento deslizante por turbilhões	24
3.3 AERAÇÃO.....	26
3.3.1 Altura de início de aeração (h_a)	29
3.3.2 Altura normal do escoamento (h_n)	32
3.3.3 Dissipação de energia	35
4. RESSALTO HIDRÁULICO	39
4.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS DO RESSALTO HIDRÁULICO.....	40
4.1.1 Alturas conjugadas	41
4.1.2 Comprimento do rolo	41
4.1.3 Comprimento do ressalto	43
4.2 CLASSIFICAÇÃO DO RESSALTO HIDRÁULICO.....	47
4.3 RESSALTO HIDRÁULICO A JUSANTE DE VERTEDOURO.....	49
4.4 DISSIPACÃO DE ENERGIA.....	50
4.5 PRESSÕES OCASIONADAS PELO RESSALTO HIDRÁULICO.....	52
4.5.1 Pressões médias	56
4.5.2 Flutuação de pressão	57
4.5.3 Coeficiente de assimetria e curtose	60
4.5.4 Pressões extremas	63
4.5.5 Coeficiente estatístico de distribuição de probabilidades	65
5. RESSALTO HIDRÁULICO FORMADO A JUSANTE DE VERTEDOURO EM DEGRAUS	67
6. METODOLOGIA	75
6.1 INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL.....	75
6.2 AQUISIÇÃO DE DADOS.....	77
6.3 CONSIDERAÇÕES GERAIS DE ENSAIO.....	79
6.4 ANÁLISE DOS DADOS.....	83

6.4.1 Pressão média, flutuação de pressão, coeficiente de assimetria e coeficiente de curtose.....	83
6.4.2 Pressões extremas.....	85
6.4.3 Coeficiente estatístico de distribuição de probabilidade.....	85
7. ANÁLISE E RESULTADOS.....	86
7.1 PRESSÃO MÉDIA FLUTUAÇÃO DE PRESSÃO, COEFICIENTE DE ASSIMETRIA E COEFICIENTE DE CURTOSE.....	86
7.1.1 Pressão média.....	86
7.1.2 Flutuação de pressão.....	89
7.1.3 Coeficiente de assimetria.....	96
7.1.4 Coeficiente de Curtose.....	98
7.2 PRESSÕES EXTREMAS.....	100
7.3 COEFICIENTE ESTATÍSTICO DE DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE.....	105
8. CONCLUSÕES.....	109
9. RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	113
10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	114

1. INTRODUÇÃO

Os sistemas extravasores de barragens comumente são compostos por vertedouros e estruturas de dissipação de energia hidráulica. Esses sistemas são responsáveis por descarregar o excesso de águas afluentes aos reservatórios durante as cheias, garantindo a segurança estrutural dos empreendimentos contra danos causados pela energia cinética que atinge a base da estrutura. Dentre esses danos estão a erosão e o solapamento.

Estruturas em degraus são utilizadas em barramentos desde a antiguidade, porém, foi entre os anos de 1892 e 1905 que surgiram os primeiros relatos da sua utilização com a finalidade específica de dissipação de energia. A partir de 1970 houve um amplo crescimento no interesse por estruturas escalonadas devido ao desenvolvimento da técnica de construção com o uso do Concreto Compactado com Rolo (CCR). Essa técnica apresenta, como vantagens, uma alta produtividade e um menor consumo de cimento.

Outra grande vantagem de utilizar esse tipo de vertedouro é a dissipação de energia, que ocorre, em grande parte, ao longo da calha, durante a queda d'água. Enquanto um vertedouro de calha lisa apresenta, segundo Peterka (1974), uma dissipação máxima de aproximadamente 5% da energia total de montante, uma calha em degraus, dependendo das dimensões da calha, dos degraus e da vazão vertida, pode chegar a dissipar entre 60% e 90% dessa energia, como indicam estudos realizados por Tozzi (1992), Sanagiotto (2003), Dai Prá (2004), entre outros. Assim, as dimensões da bacia de dissipação por ressalto hidráulico, quando implantada a jusante de um vertedouro em degraus, poderá ter suas dimensões diminuídas, tanto no comprimento como na profundidade da bacia, reduzindo os custos de sua execução.

Uma bacia de dissipação onde se forma um ressalto hidráulico a jusante de um vertedouro é classificada, por Peterka (1974), como uma bacia de tipo I. A figura 1 apresenta um exemplo desse tipo de bacia.

O ressalto hidráulico é o fenômeno que resulta da transição do escoamento rápido (super crítico) para o escoamento lento (sub crítico), ocasionando uma zona de alta instabilidade. Por ser um processo altamente turbulento, o ressalto hidráulico gera

grandes ondulações e flutuações de pressão e de velocidade, o que pode ocasionar sérios danos à bacia de dissipação. Sendo assim, o conhecimento das características geométricas do ressalto hidráulico, bem como a distribuição das pressões ao longo da estrutura, é extremamente importante para um dimensionamento seguro e eficiente da estrutura de dissipação. Dentre os autores que estudaram as características do ressalto hidráulico podemos citar Marques et al. (1997), Simões et al. (2010), Schulz et al. (2015), entre outros. Vários autores estudaram o escoamento em bacia de dissipação a jusante de vertedouro de calha lisa, entre eles estão Lopardo e Henning (1986), Endres (1990), Marques (1995), e Dai Prá (2011). Os estudos do comportamento do escoamento em bacias de dissipação a jusante de vertedouros em degraus (figura 2) são mais escassos, podendo-se citar Cardoso (2006), Sousa (2011) e Conterato (2014).

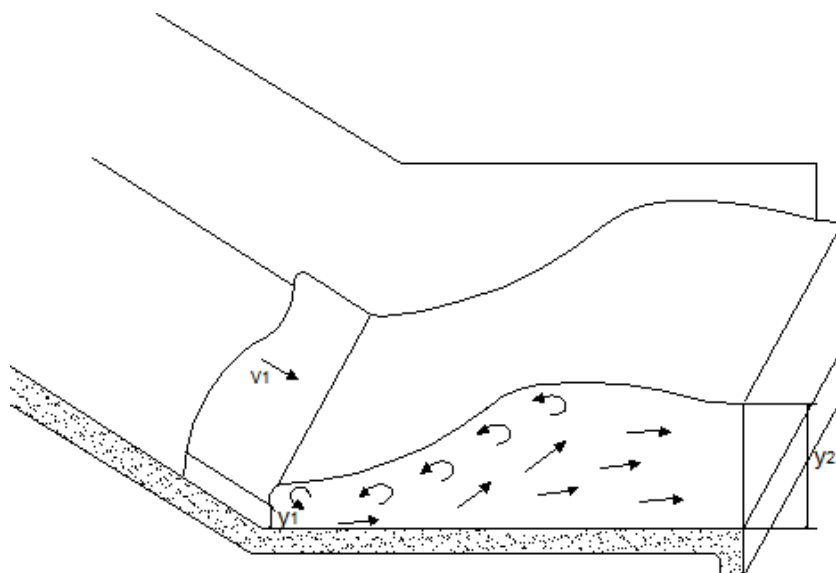


Figura 1: Esquema da bacia de dissipação por ressalto hidráulico tipo 1 a jusante de uma calha lisa (fonte:elaborado pela autora)

Onde:

y_1 = altura conjugada rápida;

y_2 = altura conjugada lenta;

v_1 = velocidade do escoamento na entrada do ressalto.

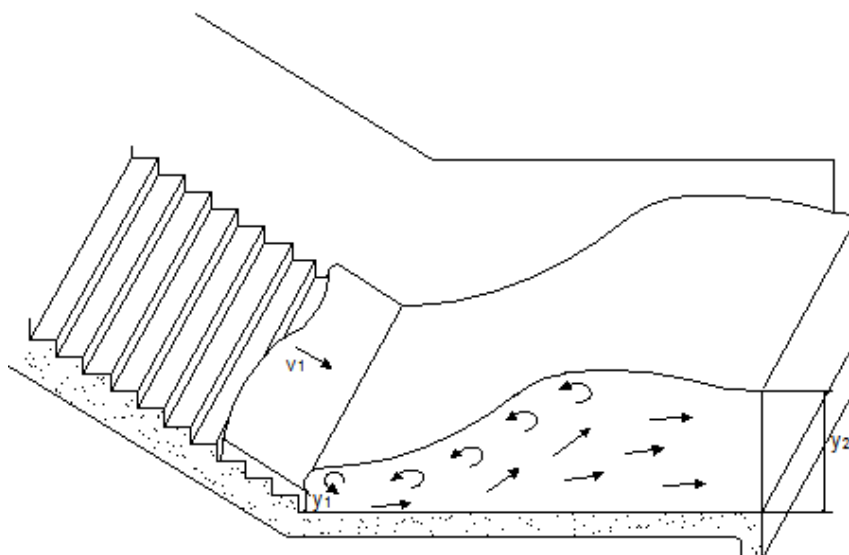


Figura 2: Esquema da bacia de dissipação por ressalto hidráulico tipo 1 a jusante de uma calha em degraus (fonte: elaborado pela autora)

Onde:

y_1 = altura conjugada rápida;

y_2 = altura conjugada lenta;

v_1 = velocidade do escoamento na entrada do ressalto.

A presente pesquisa visa, através de análises semelhantes às apresentadas na bibliografia para ressalto hidráulico a jusante de calha lisa, colaborar com informações sobre a distribuição longitudinal das pressões ao longo de um ressalto hidráulico formado a jusante de vertedouro em degraus. Para isso, serão analisados dados de pressões médias, flutuações de pressão, coeficientes de assimetria e curtose e pressões extremas. Dessa forma, poderá ser verificado se é possível utilizar o conhecimento já existente para ressaltos hidráulicos formados a jusante de vertedouros de calha lisa em ressaltos formados a jusante de estruturas escalonadas.

2. OBJETIVOS

A presente pesquisa tem como objetivo geral contribuir para a caracterização das pressões atuantes em um ressalto hidráulico formado a jusante de um vertedouro em degraus.

Os estudos foram baseados em dados de pressões instantâneas obtidos a partir de ensaios realizados com números de Froude na entrada do ressalto (F_{r1}) entre 5,9 e 7,5, em um modelo físico de um vertedouro em degraus com inclinação da calha de 1,0V:0,75H, seguido de bacia de dissipação.

Para atingir o objetivo geral da pesquisa, serão desenvolvidas as seguintes atividades:

- Análise das pressões médias e das flutuações de pressão;
- Verificação das tendências dos coeficientes de assimetria e curtose;
- Determinação das pressões extremas, com probabilidades de não excedência de 0,1%, 1,0%, 5,0%, 10%, 90%, 95%, 99% e 99,9%;
- Análise dos coeficientes estatísticos de distribuição de probabilidade N para as probabilidades de não excedência de 0,1%, 1,0%, 5,0%, 10%, 90%, 95%, 99% e 99,9%;
- Identificar zonas e pontos de interesse no escoamento.

3. VERTEDOUROS EM DEGRAUS

Os vertedouros em degraus permitem a dissipação de parte da energia de montante ao longo da calha, podendo, assim, reduzir as dimensões da estrutura de dissipação a jusante. Diversos estudos foram realizados para analisar o comportamento do escoamento ao longo de calhas em degraus, entre eles Tozzi (1992), Chanson (1994a), Matos (1999), Sanagiotto (2003), Dai Prá (2004), Meireles (2004), Simões (2008) e Conterato et al. (2015). O presente capítulo tem por objetivo apresentar o histórico da utilização dos vertedouros em degraus, bem como caracterizar o escoamento que ocorre ao longo da calha durante a queda d'água.

3.1 HISTÓRICO

De acordo com Knauss, (1995 apud CHANSON et al. 2002), um dos primeiros vertedouros em degraus já registrado foi construído no ano de 1300 a.C. na Grécia (barragem de Arkananian). A estrutura é constituída de blocos de rocha e possuía declividade média de 45° , 10m de altura e 25m de comprimento, com degraus variando de 0,60m e 0,90m de altura. De acordo com o autor, acredita-se que a estrutura foi escolhida por suas características construtivas e estruturais e não com o objetivo de dissipação de energia. A figura 3, apresentada por Sanagiotto (2003), exhibe uma imagem da barragem de Arkananian.



Figura 3: Barragem de Arkananian, Grécia (fonte: Sanagiotto, 2003)

Segundo Chanson 2002, foram construídos outros extravasores em degraus na antiguidade, como, por exemplo, no Rio Khosr, localizado no Iraque, no ano de

694 a. C. Porém, o mesmo autor explica que, apenas no século XX começou-se a projetar estruturas em degraus com o objetivo de dissipação de energia. O primeiro vertedouro em degraus dimensionado com esse fim é, provavelmente, o da barragem de New Croton, nos Estados Unidos (EUA), construído entre 1892 e 1905 (figura 4).



Figura 4: Barragem de New Croton, EUA (fonte:<http://www.gettyimages.pt>)

De acordo com Conterato (2014), o interesse por estruturas em degraus aumentou devido à evolução dos métodos construtivos desse tipo de estrutura. O concreto compactado a rolo, muito utilizado nas últimas três décadas na construção de barragens no Brasil, possui densidade maior do que o concreto convencional e é lançado e compactado em camadas horizontais. Algumas barragens de usinas hidrelétricas (UHEs) construídas em concreto compactado a rolo no Brasil foram: UHE de Estreito (1997), UHE Dona Francisca (1998), UHE Cana Brava (2002), UHE Mauá (2011), entre outras.

Devido ao crescimento do interesse pela construção desse tipo de estrutura, diversos autores se dedicaram ao estudo das características do escoamento que se desenvolve ao longo de calhas em degraus, entre eles pode-se citar Tozzi (1992), Matos (1999), Sanagiotto (2003), Dai Prá (2004), Marques et al. (2007), Simões (2008), Dai Prá et al. (2012), Conterato et al. (2015), entre outros.

3.2 TIPOS DE ESCOAMENTO

De acordo com Chanson (1994a), o escoamento ao longo de calhas em degraus pode ser classificado como fluxo de quedas sucessivas (“*nappe flow*”)¹ ou fluxo deslizante sobre turbilhões (“*skimming flow*”)².

Uma terceira classificação para escoamentos ao longo de canais em degraus foi apresentada por Ohtsu e Yasuda (1997), chamado de “regime de transição”. Segundo os autores, esse tipo de escoamento ocorre entre o regime de quedas sucessivas e o regime deslizante sobre turbilhões. A figura 5, apresentada por Simões et al. (2010), mostra esses três tipos de escoamento.

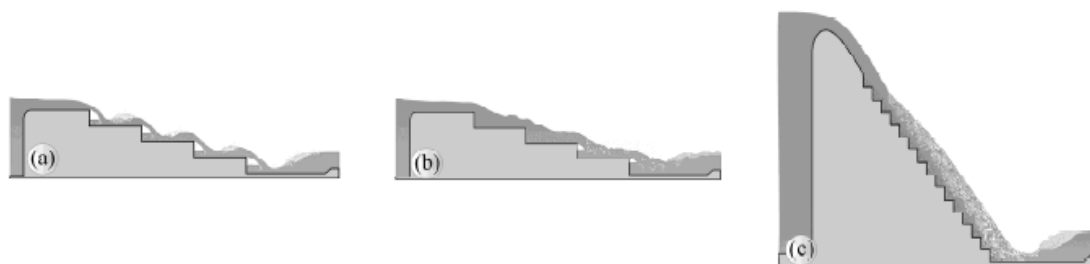


Figura 5: (a) escoamento em quedas sucessivas, (b) escoamento de transição e (c) escoamento deslizante sobre turbilhões (fonte: Simões et al., 2010)

Nos subitens a seguir são apresentadas informações complementares acerca da classificação do escoamento em calhas de vertedouros em degraus.

3.2.1 Escoamento por quedas sucessivas

Chanson (1994b) caracteriza o escoamento em quedas sucessivas como uma sucessão de quedas livres do jato de água, proveniente do degrau imediatamente anterior, ocasionando, no degrau, um ressalto hidráulico completamente ou parcialmente desenvolvido. O mesmo autor indica que a dispersão do jato de água, o impacto do jato com a superfície do degrau posterior e a formação parcial ou completa do ressalto hidráulico são responsáveis pela dissipação da energia. Esse tipo de regime ocorre em

^{1,2} Os termos foram traduzidos por Matos e Quintela (1995)

degraus mais extensos, declividades e vazões pequenas. Segundo Simões (2008) uma característica fundamental desse tipo de escoamento é a existência de uma cavidade de ar em todos os degraus, como exemplifica a figura 6.

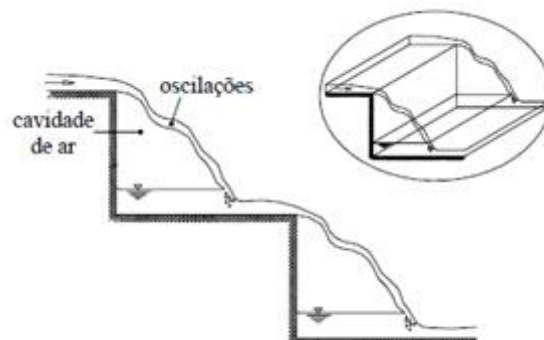


Figura 6: Esboço de um escoamento em quedas sucessivas (fonte: adaptado de Simões, 2008).

3.2.2 Escoamento de transição

O regime de transição, por representar a região entre os regimes de quedas sucessivas e deslizante sobre turbilhões, é caracterizado pela instabilidade do escoamento. Segundo Simões (2008), nesse regime as cavidades de ar existem em alguns degraus e, em outros, essas cavidades estão preenchidas com água. Para Chanson (2001) esse tipo de escoamento caracteriza-se por possuir um colchão de recirculação de água entre os degraus. A jusante do colchão pode-se visualizar fortes respingos e esguichos de água. A figura 7 mostra um exemplo do escoamento de transição em um degrau.



Figura 7: Esboço de um escoamento de transição (fonte: adaptado de Simões, 2008).

3.2.3 Escoamento deslizante por turbilhões

De acordo com Chanson (1994b), o escoamento deslizante sobre turbilhões é caracterizado como uma corrente deslizando sobre os degraus entre os quais se formam

vórtices estáveis de recirculação. Esses vórtices, chamados de turbilhões, funcionam como rolamentos para o escoamento principal e são mantidos devido à troca de energia entre a corrente principal e os vórtices. Devido a esse processo ocorre a dissipação da energia cinética do escoamento. (CHANSON, 2001). A figura 8 exibe esse comportamento.

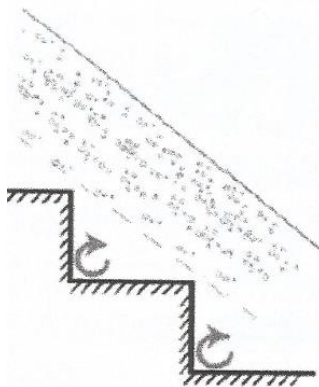


Figura 8: Escoamento deslizante sobre turbilhões (fonte: adaptado de Conterato, 2014).

O escoamento deslizante sobre turbilhões ocorre com menores comprimentos de degraus, maiores declividades e vazões. Segundo Simões (2008), esse tipo de escoamento é caracterizado por não apresentar cavidades de ar entre os degraus.

Dai Prá (2004) apresenta resultados de estudos experimentais que evidenciaram os limites dos escoamentos em quedas sucessivas e deslizante sobre turbilhões e uma faixa central correspondente ao escoamento de transição (figura 9).

Na figura 9, H é a altura do degrau, h_c é a profundidade crítica e α é a inclinação da calha em degraus. A curva aproximada pela equação 1 (linha vermelha) representa o limite entre os escoamentos por quedas sucessivas e de transição e a curva aproximada pela equação 2 (linha preta) representa o limite entre os escoamentos de transição e deslizante sobre turbilhões.

$$\frac{H}{h_c} = 0,57(\tan \alpha)^3 + 1,3 \quad \text{Equação 1}$$

$$\frac{H}{h_c} = 1,16(\tan \alpha)^{0,165} \quad \text{Equação 2}$$

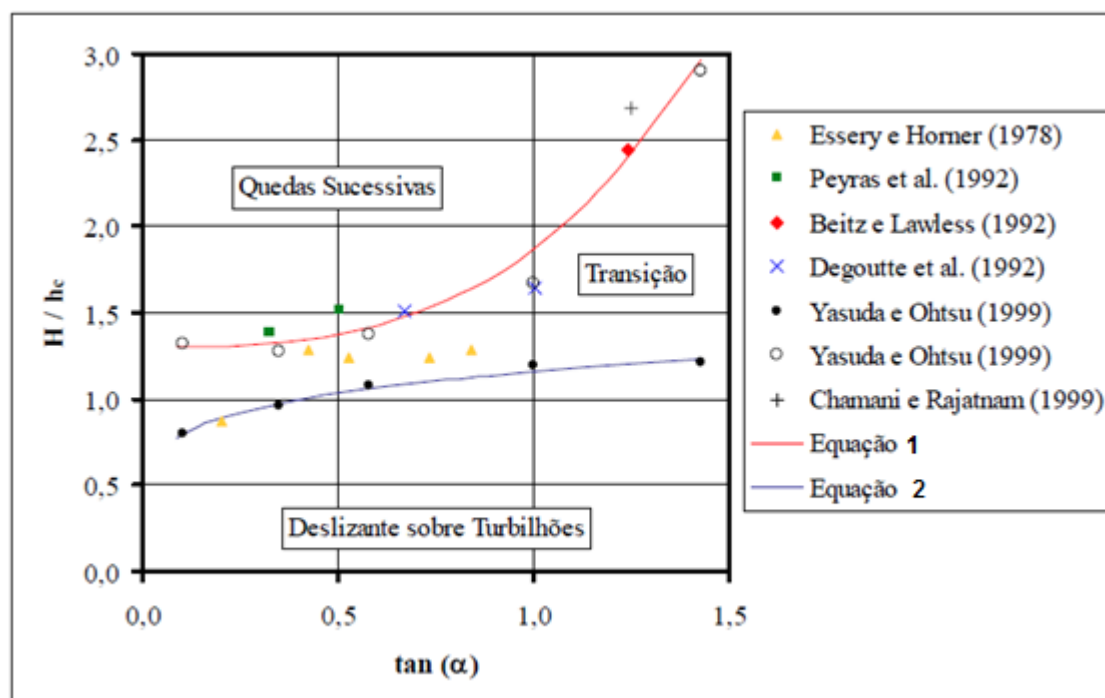


Figura 9: Regiões de abrangência dos escoamentos deslizando sobre turbilhões, de transição e quedas sucessivas. (fonte: Dai Prá, 2004)

3.3 AERAÇÃO

O conhecimento do desenvolvimento da aeração dos escoamentos sobre vertedouros em degraus é de extrema importância, pois auxilia no dimensionamento dos muros laterais da estrutura, além de possibilitar a redução do risco de cavitação no concreto. A aeração, caracterizada pela incorporação de ar no escoamento tem seu início no ponto em que a camada limite atinge a total profundidade da lâmina d'água. Peterka (1953 apud Arantes, 2007) indica que 7% de concentração de ar no escoamento é suficiente para evitar o risco de cavitação em estruturas de concreto.

Simões (2008) afirma que a incorporação de ar ao escoamento é provocada, principalmente, pelos tombamentos das ondas formadas na superfície e pela projeção de gotas de água para cima da superfície livre, que, em seguida retornam ao escoamento.

A figura 10 apresenta uma imagem do tombamento de ondas e projeção de partículas de água para cima da superfície livre. Simões (2008) ainda ressalta que a incorporação de ar no escoamento provoca fenômenos como o aumento da profundidade do escoamento, dissolução e liberação de gases, aumento da compressibilidade, redução da resistência oferecida ao escoamento, entre outros.

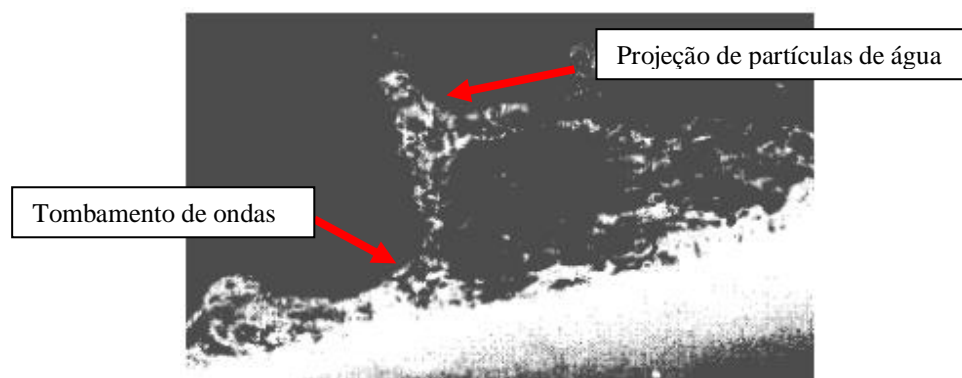


Figura 10: Tombamento de ondas e projeção de partículas de água para cima da superfície livre (fonte: Volkart 1980, apud Simões, 2008)

O local, ao longo da calha, onde o ar começa a ser incorporado ao escoamento pode ser chamado de posição de início de aeração (L_a). Esse ponto pode ser identificado pelo comportamento irregular da superfície livre da água. Imediatamente a jusante desse ponto, o escoamento é caracterizado por bolhas de ar suspensas na água e, além disso, pode-se notar gotas de água movendo-se paralelamente ao escoamento (DAI PRÁ, 2004). A partir do ponto de início de aeração (L_a), a lâmina d'água cresce rapidamente até que a altura do escoamento fica praticamente uniforme (h_n) e se mantém dessa forma até o final do escoamento.

Em canais longos a concentração de ar cresce até que um equilíbrio (região de escoamento uniforme) seja alcançado. A figura 11 apresenta um esquema do desenvolvimento da aeração e a figura 12 apresenta uma foto lateral e uma foto frontal do desenvolvimento da aeração nos ensaios realizados na presente pesquisa.

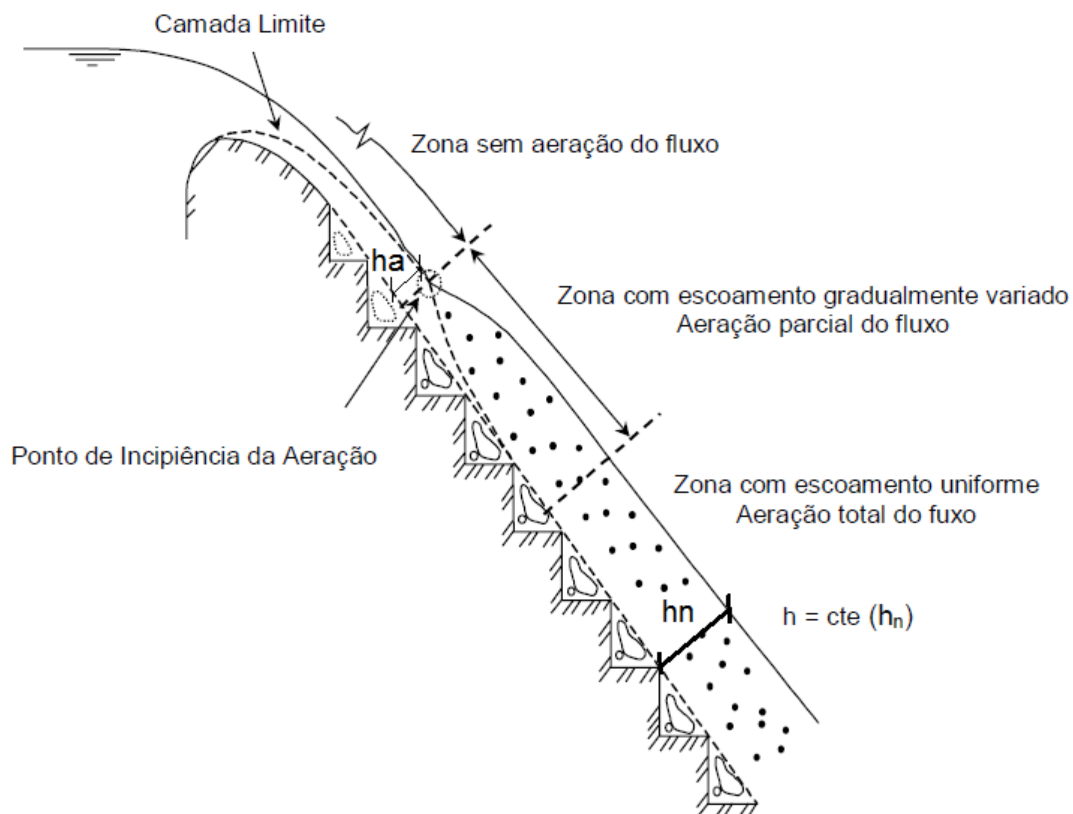


Figura 11: Esquema do desenvolvimento da aeração em uma calha em degraus (fonte: adaptado de Dai Prá, 2004)

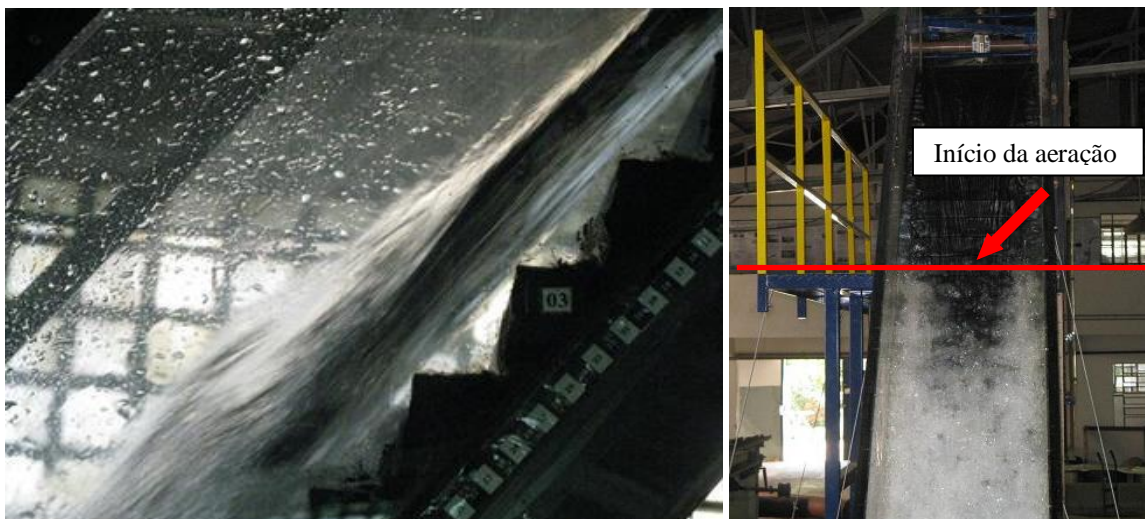


Figura 12: Visualização do início da aeração no modelo físico utilizado pela presente pesquisa (fonte: elaborado pela autora)

Bindo et al. (1993) afirma que a presença de degraus cria uma macroturbulência que permite o aumento da espessura da camada limite mais rapidamente que em uma calha lisa, favorecendo, assim, o processo de aeração. Para Tozzi (2004) a vazão acarreta influência na posição do início da aeração, sendo que o fenômeno sofre um deslocamento para jusante conforme a vazão aumenta.

3.3.1 Posição de início de aeração

O ponto de início de aeração em escoamentos ao longo de calhas em degraus foi estudado por diversos autores em estruturas com alturas, degraus e declividades distintas.

A tabela 1, elaborada por Conterato (2014), apresenta equações propostas por diversos autores para determinação do ponto de início de aeração (L_a) e profundidade do escoamento na mesma posição (h_a), destacando-se que os estudos de Campbell (1965) e Wood et al. (1983) foram realizados com calha lisa. A figura 13 apresenta os parâmetros utilizados nas equações.

Tabela 1 – Equações sugeridas por diversos autores para posição de início de aeração e profundidade do escoamento nessa posição (fonte: Conterato, 2014)

Autor	Equações propostas	
Campbell et al. (1965) Tozzi et al. (1994)	$\frac{h_a}{L_a} = 0,080 \left(\frac{L_a}{K}\right)^{-0,233}$	Equação 3
Wood et al. (1983)	$\frac{L_a}{K} = 613,6(\text{sen}\alpha)^{0,0796}$	Equação 4
Chanson (1994)	$\frac{L_a}{K} = 9,8(\text{sen}\alpha)^{0,08} F^{*0,71}$	Equação 5
	$\frac{h_a}{K} = \frac{0,40}{(\text{sen}\alpha)^{0,04}} F^{*0,64}$	Equação 6
Matos (1999)	$\frac{L_a}{K} = 6,289 F^{*0,734}$	Equação 7
	$\frac{h_a}{K} = 0,361 F^{*0,606}$	Equação 8
Sanagiotto (2003)	$\frac{L_a}{K} = 9,7721 F^{*0,7014}$	Equação 9
	$\frac{h_a}{K} = 0,3965 F^{*0,5975}$	Equação 10
Amador (2005)	$\frac{L_a}{K} = 5,982 F^{*0,840}$	Equação 11
	$\frac{h_a}{K} = 0,385 F^{*0,580}$	Equação 12
Conterato (2011)	$\frac{L_a}{K} = 12 F^{*\frac{2}{3}}$	Equação 13
	$\frac{h_a}{K} = \frac{1}{3} F^{*\frac{2}{3}}$	Equação 14

(fonte: Conterato, 2014)

Onde:

L_a = posição de início de aeração a partir do início da ogiva do vertedouro (m);

h_a = altura da lâmina d'água no ponto de início de aeração (m);

K = altura de rugosidade do degrau (m);

F^* = número de Froude do degrau, conforme Equação 15 (adimensional).

$$F^* = \frac{q}{\sqrt{g \cdot K^3 \cdot \sin(\alpha)}} \quad \text{Equação 15}$$

Onde:

q = vazão específica ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)

g = aceleração da gravidade (m/s^2)

K = altura de rugosidade do degrau (m);

α = declividade da calha ($^\circ$).

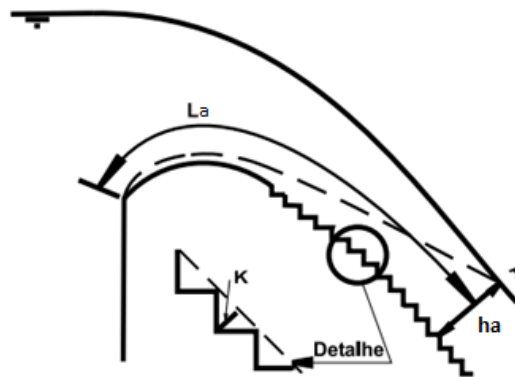


Figura 13 – Parâmetros utilizados nas equações da tabela 1 (fonte: adaptado de Tozzi, 2004)

Conterato (2011) propôs um ajuste para o ponto de início de aeração (figura 14) e para as alturas do escoamento nesse ponto (figura 15) em escoamento sobre calha em degraus comparando diversos estudos.

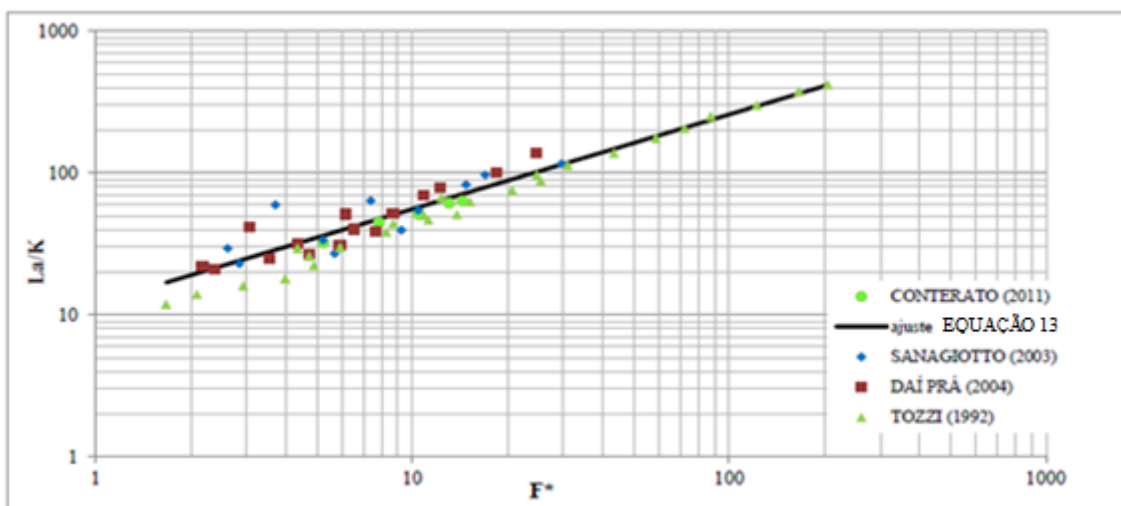


Figura 14: Adimensionalizações para ponto de início de aeração do escoamento conforme diferentes autores (fonte: Conterato, 2011).

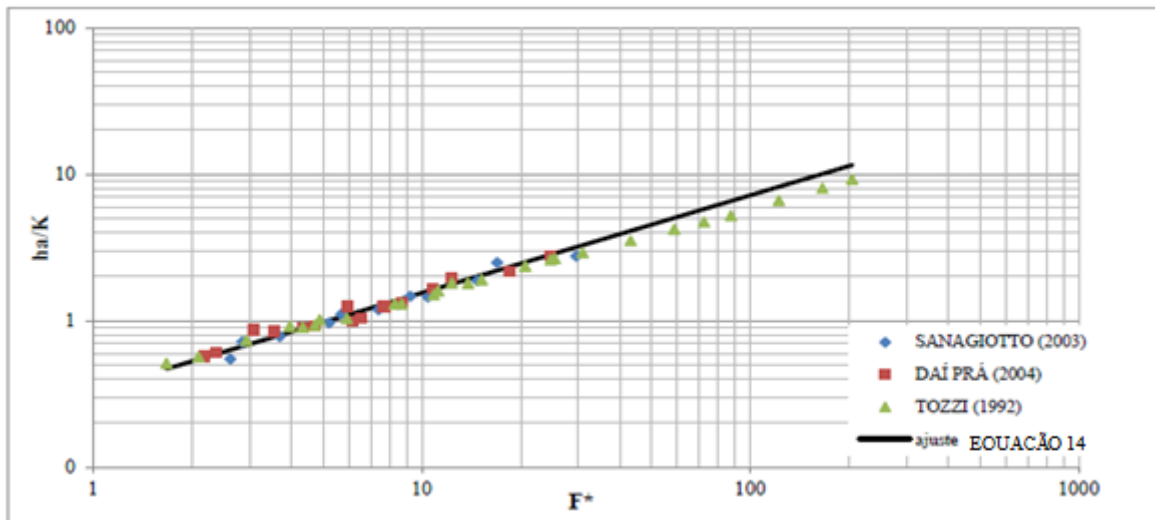


Figura 15: Adimensionalizações para alturas do escoamento sobre a calha em degraus, conforme diferentes autores (fonte: Conterato, 2011).

3.3.2 Altura normal do escoamento

Tozzi (1992) realizou um estudo analítico da dissipação de energia em calhas em degraus. Segundo o autor, através da equação 16, pode-se calcular a altura normal do escoamento (h_n), indicado na figura 11.

$$h_n = \left(\frac{f \cdot q^2}{8g \cdot \text{sen} \alpha} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{Equação 16}$$

Onde:

h_n = altura normal do escoamento sobre a calha (m);

f = fator de resistência da calha em degraus;

q = vazão específica ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$);

g = aceleração da gravidade (m/s^2);

α = declividade da calha ($^\circ$);

Para resolver a equação 16 é necessário o conhecimento do fator de resistência (f) da equação de Darcy-Weisbach. O equacionamento do mesmo foi proposto por diversos autores. A tabela 2, adaptada de Tozzi (2004), relaciona algumas dessas equações acompanhadas de comentários e restrições.

Tabela 2 – Fator de resistência (f) para calhas em degraus (fonte: adaptado de Tozzi (2004))

Autor	Equações Propostas		Comentários e Restrições
Rajaratnam (1990)	$f = \frac{8 \cdot h_o^3 \cdot g \cdot \text{sena}}{q^2}$	Equação 17	Admitindo que o escoamento é totalmente desenvolvido após os primeiros degraus
Stephenson (1991)	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1,74 + 2 \cdot \log\left(\frac{h}{K_s}\right)$	Equação 18	Para escoamentos rugosos. Obtida em tubos de seção circular.
Tozzi (1992)	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2,16 + 1,24 \cdot \log\left(\frac{h}{K_s}\right)$	Equação 19	Para $\frac{h}{k} > 1,8$, calha com declividade de 1V:0,75H. O valor de h corresponde a altura não aerada do escoamento. A altura de rugosidade k é calculada como $H \cdot \cos \alpha$.
Tozzi (1992)	$f = 0,163$	Equação 20	Para $\frac{h}{k} > 1,8$, calha com declividade de 1V:0,75H. O valor de h corresponde a altura não aerada do escoamento. A altura de rugosidade k é calculada como $H \cdot \cos \alpha$.
Tozzi (1992)	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 3,25 + 0,39 \cdot \log\left(\frac{h}{k}\right)$	Equação 21	Para $1 < \frac{h}{k} < 14$ e calha com declividade de 1V:2H.
Tozzi (1992)	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 3,68 + 0,28 \cdot \log\left(\frac{h}{k}\right)$	Equação 22	Para $1 < \frac{h}{k} < 10$ e calha com declividade de 1V:6,69H.
Chanson (1994)	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1,42 \cdot \ln\left(\frac{D_h}{k}\right) - 1,25$	Equação 23	Para $3,3 < \frac{D_h}{k} < 50$ e calhas com inclinação menor que 12° . Os dados experimentais que conduziram a essa equação consideraram a incorporação de ar no escoamento, podendo os resultados conduzirem a valores de f superestimados.
Chanson (1994)	$f = \frac{8 \cdot h_o^3 \cdot g \cdot \text{sena} \cdot h_o^2 \cdot D_h}{q^2 \cdot 4}$	Equação 24	Admitindo que o escoamento uniforme é atingido ao longo da calha.
Chanson (1994)	$f = \frac{8 \cdot g \cdot h_o^2 \cdot D_h \cdot \Delta h}{q^2 \cdot 4 \cdot \Delta S}$	Equação 25	Para escoamento não uniforme gradualmente variado
Chamani e Rajaratnam (1999)	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1,77 + 1,92 \cdot \log\left(\frac{h}{k}\right)$	Equação 26	Expressão obtida a partir de resultados de diversos pesquisadores, em calhas com declividades compreendidas entre 51° e 59° , inclusive os obtidos por Nikuradse em tubos, assumindo que o escoamento é turbulento rugoso.

Tabela 2 – Fator de resistência (f) para calhas em degraus (fonte: adaptado de Tozzi (2004))

Autor	Equações Propostas		Comentários e Restrições
Sanagiotto (2003)	$\frac{f_L}{f} = 1,8162 \cdot \exp\left(-1,7692 \cdot \frac{L}{L_a}\right)$	Equação 27	Equação válida para situações onde não é possível atingir um escoamento uniforme. para $\frac{L_p}{L_a} < 1 \rightarrow \frac{h}{k} \leq 9,0$ para $1,0 \leq \frac{L_p}{L_a} \leq 2,0 \rightarrow \frac{h}{k} \leq 3,0$ para $2,0 \leq \frac{L_p}{L_a} \leq 2,5 \rightarrow$ utilizar com restrições
Dai prá (2004)	$\frac{f_L}{f} = 1,09 \cdot \exp\left(-0,834 \cdot \frac{L}{L_a}\right)$	Equação 28	Equação válida para situações onde não é possível atingir um escoamento uniforme. para $\frac{L_p}{L_a} < 0,8 \rightarrow$ equação válida para $0,8 \leq \frac{L_p}{L_a} \leq 1,2 \rightarrow$ equação válida com restrições para $1,2 \leq \frac{L_p}{L_a} \leq 2,5 \rightarrow$ equação válida para $\frac{L_p}{L_a} \leq 2,5 \rightarrow$ não utilizar a equação

(fonte: Adaptado de Tozzi (2004))

Onde:

 k = rugosidade do degrau, apresentado na figura 13 (m); h = profundidade não aerada do escoamento (m); g = aceleração da gravidade (m/s^2); a = declividade da calha ($^\circ$); D_h = diâmetro hidráulico, corresponde a $4h$, considerando canal retangular de grande largura (m); q = vazão específica ($m^3/s/m$); f = fator de resistência da calha em degraus; f = fator de resistência da calha lisa; L = posição a partir do início da ogiva do vertedouro; L_a = posição de início de aeração a partir do início da ogiva do vertedouro; Δh = perda de carga total em uma distância ΔS ;

Conterato et al. (2014) elaboraram o gráfico apresentado na figura 16 com os valores da altura do escoamento (h_n) obtidos em seus ensaios e os valores obtidos por outros autores em função do número de Froude do degrau (F^*) com o objetivo de padronizar o cálculo dessa grandeza. Os autores, então, propuseram uma equação que pode ser aplicada em calhas em degraus com diferentes declividades e alturas de degraus (equação 29).

$$\frac{h_n}{K} = \frac{3}{8} F^{*4/7} \quad \text{Equação 29}$$

Onde:

h_n = altura normal do escoamento sobre a calha;

K = altura de rugosidade do degrau;

F^* = número de Froude do degrau.

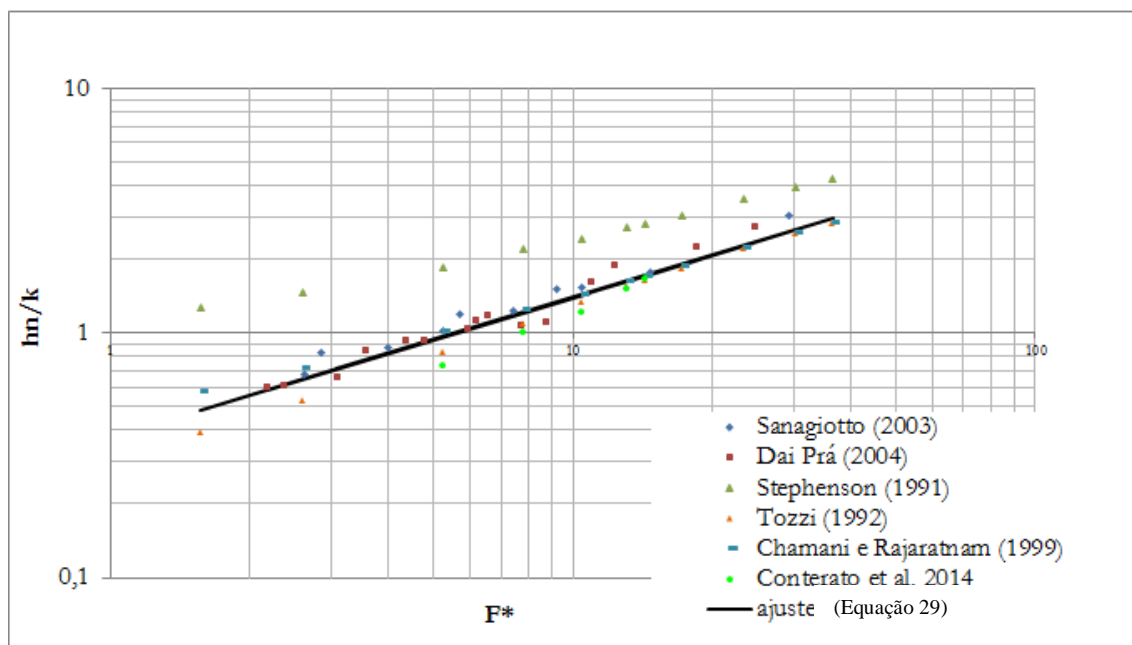


Figura 16: Comparação entre a altura do escoamento (h_n) obtida por Conterato et al. 2014 e diversos autores (fonte: adaptado de Conterato et al., 2014)

3.3.3 Dissipação de energia

Nos vertedouros convencionais, com calha lisa, apenas uma pequena parcela da energia do escoamento é dissipada durante a queda d'água. Sendo assim, estruturas de dissipação de energia, que podem envolver altos custos de construção, são construídas a jusante dos vertedouros com a finalidade de dissipar a maior parte da energia de montante (TOZZI, 2004).

Os vertedouros construídos com calha em degraus têm como objetivo a dissipação de parte da energia de montante na própria calha, ainda durante a queda d'água. Essas estruturas possibilitam a redução das dimensões da estrutura de dissipação, quando necessárias, e reduzem os custos da sua construção e os riscos de erosão no pé dos vertedouros. Segundo Conterato (2014), alguns fatores que interferem na dissipação de energia na calha são a geometria dos degraus, a declividade da calha, os tipos de escoamento e a aeração do escoamento.

Stephenson (1991) constatou que a dissipação de energia relaciona-se com a altura do escoamento sobre a calha. Para o autor, até o ponto em que essa altura atinge um valor em torno de $1/3$ da altura crítica do escoamento, a dissipação aumenta, a partir de então os acréscimos de dissipação de energia são pouco significativos.

Diversos autores procuraram definir a dissipação de energia ao longo de vertedouros em degraus através de resultados obtidos em modelos físicos. Sorensen (1985, apud Sanagioto, 2003), constatou uma energia residual no pé do vertedouro entre 6 e 12% da energia obtida em modelos com calha lisa. O autor obteve seus resultados de modelos hidráulicos, nas escalas de 1:10 e 1:25, do vertedouro em degraus, projetado para a barragem de Monksville, localizada em New Jersey nos Estados Unidos (EUA) com vazão de projeto de $6\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$. O vertedouro possui altura de 36,6m, calha com declividade 1V:0,78H e degraus com altura de 0,61m (valores de protótipo).

Tozzi (1992) obteve uma energia residual da calha em degraus entre 40 e 66% menor do que a jusante de uma calha lisa, em um vertedouro com declividade 1V:0,75H e entre 42 e 62% para uma calha com declividade de 1V:6,69H.

Rice e Kadavy analisaram a dissipação de energia em um modelo com escala geométrica 1:20 de um vertedouro com declividade 1V:2,5H e com degraus de 0,61m de altura e vazões específicas variando entre 5,81 e $14,5\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$. Os autores chegaram a valores de dissipação de energia em calha em degraus entre 2,4 e 2,9 vezes maior do que em calha lisa, o que representou uma redução de, aproximadamente, 70% no comprimento da bacia de dissipação a jusante.

Sanagiotto (2003) utilizou as equações 30 e 31 para a análise da dissipação de energia e obteve como resultados valores de dissipação de energia entre 21% e 92%, para diferentes vazões e alturas de degraus, salientando que as porcentagens mais altas de dissipação de energia foram obtidos para as menores descargas. Esses valores levaram à conclusão de que a dissipação de energia é mais significativa quanto menor a vazão específica do escoamento e maiores são as alturas de degraus. A mesma autora ainda mostra que a energia dissipada é maior em escoamentos aerados, o que salienta a importância do dimensionamento do vertedouro em degraus para vazões em que a aeração é atingida com menor L_a .

$$E_p = z_p + h_n \cos \alpha + \alpha_1 \frac{V_m^2}{2 \cdot g} \quad \text{Equação 30}$$

$$\frac{\Delta E}{E_m} = \frac{E_m - E_p}{E_m} \quad \text{Equação 31}$$

Onde:

ΔE = variação de energia;

α = declividade da calha ($^\circ$);

E_p = energia em qualquer ponto ao longo da calha (m);

Z_p = cota do piso do degrau (m);

h_n = profundidade do escoamento perpendicularmente à quina do degrau (m);

V_m = velocidade média correspondente, calculada a partir de h_n (m/s);

E_m = energia a montante (m);

g = aceleração da gravidade (m/s^2).

A figura 17 apresenta uma comparação dos resultados de dissipação de energia em relação à energia de montante feita pela autora com estudos de diversos autores. No gráfico, Y é a posição na calha do vertedouro, na vertical, em relação à sua crista (positivo no sentido do escoamento), H_d é a carga de projeto do vertedouro e h_c é a profundidade crítica do escoamento.

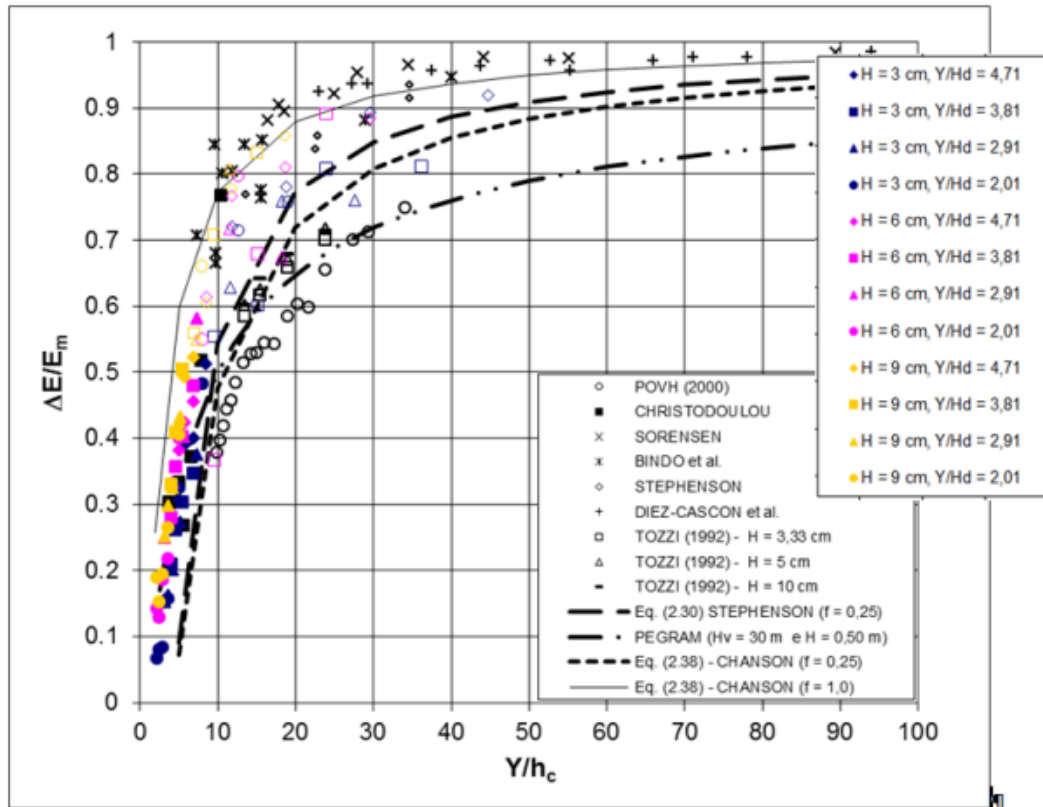


Figura 17: Dissipação de energia em relação à energia de montante (fonte: Sanagiotto, 2003)

Os experimentos de Dai Prá (2004) conduziram à dissipações de energia de montante entre 27 e 90% para diferentes vazões e alturas de degraus, evidenciando que as menores vazões ensaiadas e degraus com maiores alturas propiciaram os valores mais altos de dissipação. O autor salienta também que, em estruturas de maior altura, a dissipação de energia é maior. Estes resultados confirmam as conclusões apresentadas por Sanagiotto (2003).

4 RESSALTO HIDRÁULICO

Através da formação de ressalto hidráulico, as bacias de dissipação a jusante de vertedouros são responsáveis pela dissipação da energia residual que atinge o pé do vertedouro. Dessa forma, os danos que poderiam comprometer o sistema extravasor e/ou outras estruturas que fazem parte do aproveitamento hídrico (ocasionados por mecanismos como fadiga, subpressão e cavitação) são minimizados, pois a dissipação de energia faz com que o escoamento retorne ao leito do rio com características hidráulicas adequadas ao tipo de geologia do leito e margens dos cursos d'água.

Cabe ressaltar que a presente pesquisa terá como foco o estudo de um ressalto hidráulico formado em uma bacia de dissipação, sem elementos no seu interior, a jusante de um vertedouro em degraus. Esse tipo de estrutura corresponde à uma bacia de tipo I, de acordo com a classificação de Peterka (1974), como mostra a figura 18.

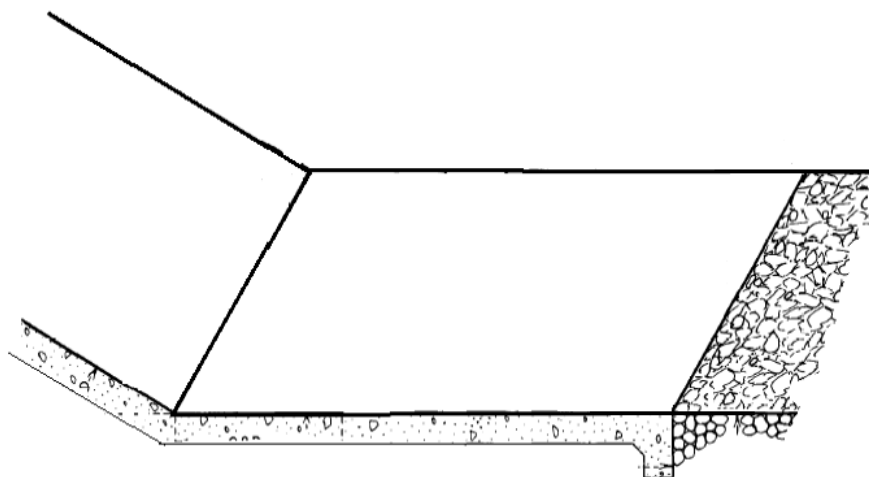


Figura 18: Bacia de dissipação tipo I (fonte: adaptado de Peterka, 1974)

O ressalto hidráulico é definido como um choque entre os escoamentos supercrítico e subcrítico (figura 19). Por ser um fenômeno altamente turbulento, o ressalto hidráulico provoca intensas flutuações de pressão e de velocidade junto ao fundo da bacia de dissipação, além de ocasionar a aeração do escoamento e uma forte instabilidade na superfície. Também é devido à intensa turbulência que o ressalto hidráulico é capaz de dissipar a energia do escoamento, sendo muito utilizado para este fim.

Dai Prá (2011) acrescenta que, devido à ocorrência do ressalto hidráulico, o escoamento passa a apresentar linha d'água instável, com grande oscilação de níveis e com propagação de ondas a jusante.



Figura 19: Ressonância hidráulica (fonte: Schulz et al. 2015)

4.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS DO RESSALTO HIDRÁULICO

A figura 20 apresenta a simbologia utilizada para definir as características de um ressalto hidráulico livre a jusante de um vertedouro em degraus.

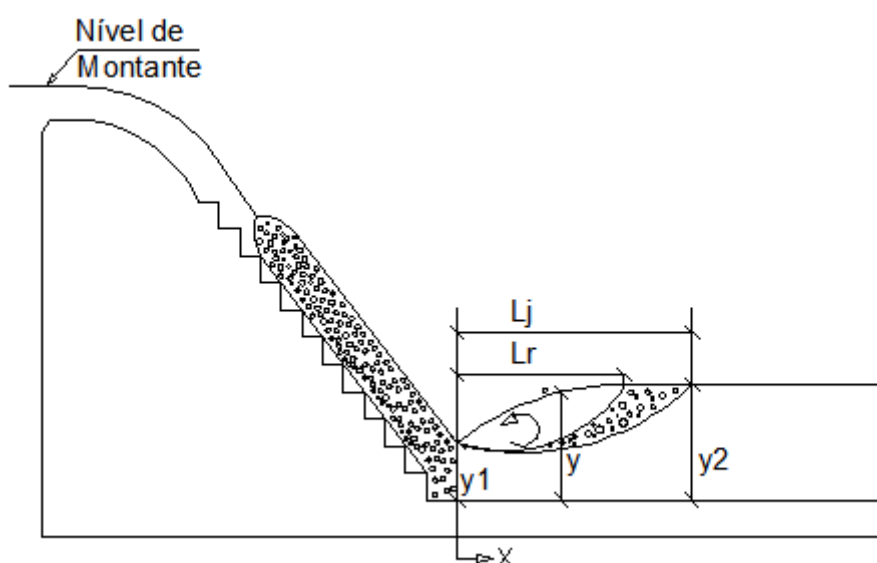


Figura 20: Simbologia utilizada para definir as características de um ressalto hidráulico livre a jusante de um vertedouro em degraus (fonte: elaborado pela autora)

Onde:

X = distância horizontal tomada a partir da seção transversal de início do ressalto;

y = altura d'água tomada a partir da seção transversal de início do ressalto;

y_1 = altura conjugada rápida;

y_2 = altura conjugada lenta;

L_r = comprimento do rolo;

L_j = comprimento do ressalto hidráulico livre.

4.1.1 Alturas conjugadas

As alturas conjugadas representam as lâminas d'água na entrada e na saída do ressalto hidráulico. A altura rápida, ou supercrítica (y_1) corresponde à lâmina d'água imediatamente a montante do fenômeno e a altura lenta, ou subcrítica (y_2) corresponde à lâmina d'água imediatamente a jusante do mesmo.

Diversos autores propuseram equações para estabelecer relações entre as alturas conjugadas, porém, a mais difundida e utilizada até hoje é a equação proposta por Bèlanger (1828) (equação 32), para ressalto hidráulico livre elaborada seguindo as seguintes hipóteses:

- a) canal de seção transversal retangular;
- b) fundo do canal horizontal;
- c) escoamento permanente e fluido incompressível;
- d) distribuição uniforme de velocidade imediatamente a montante e a jusante das seções de controle;
- e) ausência de força devido à viscosidade;
- f) distribuição hidrostática de pressão nas seções de controle.

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_{r1}^2} - 1 \right) \quad \text{Equação 32}$$

Onde:

y_1 = altura conjugada rápida (m);

y_2 = altura conjugada lenta (m);

F_{r1} = número de Froude correspondente à altura rápida.

4.1.2 Comprimento do rolo

O comprimento do rolo, apresentado como L_r na figura 20 é uma das características do ressalto hidráulico que apresenta maior variação de acordo com resultados obtidos por diversos autores. Para Rajaratnam (1965), Peterka (1974) e Lopardo e Henning (1986), o final do rolo ocorre na posição onde a altura da água atinge 95% da altura conjugada lenta. Marques et al. (1997), estudando as pressões junto ao fundo da bacia de

dissipação definiu que o final do rolo ocorre na posição onde o mínimo valor do coeficiente de assimetria é atingido.

Gomes (2000) ainda salienta que a instabilidade macroturbulenta do ressalto pode causar uma variação da ordem de $0,5 \cdot (y_2 - y_1)$ no comprimento do rolo.

A tabela 3 apresenta algumas equações propostas por diferentes autores para o comprimento do rolo. As equações presentes na tabela 3 foram aplicadas para os dados analisados pela presente pesquisa. A análise do comprimento do rolo do ressalto hidráulico para as situações que serão analisadas nesta pesquisa (em metros) se encontram na tabela 4 e a figura 21 apresenta esse comprimento adimensionalizado em função das alturas conjugadas.

Tabela 3 – Equações para o comprimento do rolo do ressalto hidráulico
(fonte: adaptado de Teixeira (2003))

Autor	Equações Propostas	
Safranez (1929)	$\left(\frac{L_r}{Y_1}\right) = 6 \cdot Fr_1$	Equação 33
Pietrkowski (1932)	$\left(\frac{L_r}{Y_1}\right) = 5,9 \cdot Fr_1$	Equação 34
Douma (1942)	$L_r = 3 \cdot Y_2$	Equação 35
Peterka (1974)	$L_r = 4,5 \cdot Y_2, \quad (4,5 \leq Fr_1 \leq 9)$	Equação 36
Sarma e Newnham (1973)	$\frac{L_j}{L_r} = 1,3$	Equação 37
Marques et al (1997)	$L_r = 6,0 \cdot (Y_2 - Y_1)$	Equação 38
Shulz et al. (2015)	$\frac{L_j}{y_1} = \theta_6 \frac{Fr_1}{\sqrt{h^*}} + \theta_7 Fr_1 \sqrt[3]{h^*}$	Equação 39

Onde:

L_j = comprimento do rolo(m);

Y_1 = altura conjugada rápida (m);

Y_2 = altura conjugada lenta (m);

Fr_1 = número de Froude correspondente à altura rápida;

V_1 = velocidade rápida (m/s);

θ_6 e θ_7 = parâmetros a serem ajustados através de dados experimentais;

$h^* = \frac{y_1}{y_2 - y_1}$.

Tabela 4 – Comprimento do rolo do ressalto hidráulico, em metros, calculado através das equações apresentadas na tabela 3 para os ensaios analisados na presente pesquisa.

Q (l/s)	F_r	y_1	y_2	Safranez (1929)	Pietrkowski (1932)	Douma (1942)	Peterka (1957)	Marques et al. (1997)
40	7,44	0,026	0,265	1,18	1,16	0,80	1,19	1,43
60	6,98	0,036	0,339	1,51	1,49	1,02	1,53	1,82
80	6,91	0,044	0,409	1,83	1,80	1,23	1,84	2,19
100	6,34	0,054	0,459	2,06	2,03	1,38	2,07	2,43
110	5,98	0,060	0,478	2,15	2,12	1,43	2,15	2,51

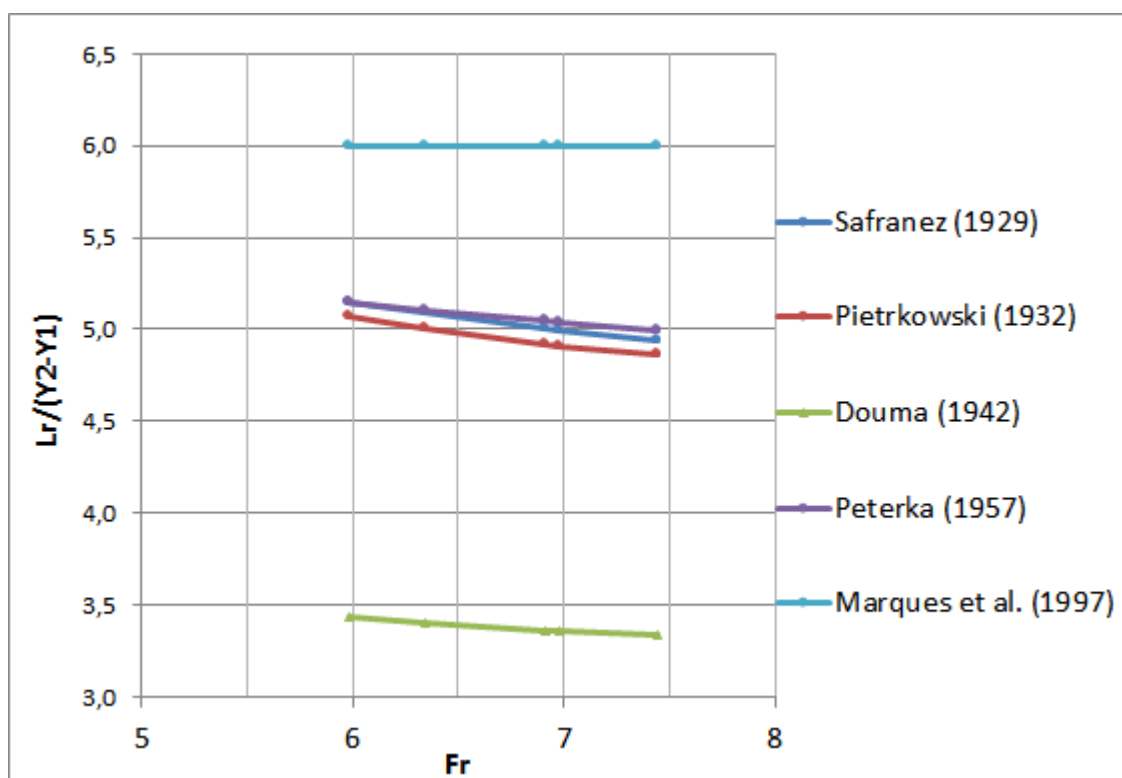


Figura 21: Comprimento adimensionalizado do rolo do ressalto hidráulico calculado através das equações apresentadas na tabela 3 para os ensaios analisados na presente pesquisa. (fonte: elaborado pela autora)

4.1.3 Comprimento do ressalto

O conhecimento do comprimento do ressalto hidráulico (apresentado como L_j na figura 20) é de extrema importância para um correto dimensionamento da bacia de dissipação, pois sua influência está ligada diretamente ao comprimento da estrutura. Porém, assim

como o ponto de final do rolo, também há uma falta de consenso sobre o fim do ressalto hidráulico entre os pesquisadores na área de dissipadores.

Segundo Dai Prá (2011), o final do ressalto é definido por vários autores de diferentes formas e diferentes interpretações. Para Gomes (2000), a instabilidade macroturbulenta do escoamento pode causar uma variação no comprimento do ressalto hidráulico da ordem de $0,35.(y_2 - y_1)$.

A tabela 5 apresenta a interpretação de alguns autores para a posição de final do ressalto hidráulico e a tabela 6 apresenta as equações para o comprimento do ressalto elaboradas por diversos autores. As equações presentes na tabela 6 foram aplicadas para os dados da presente pesquisa. Os resultados para o comprimento do ressalto hidráulico (em metros) se encontram na tabela 7 e a figura 22 apresenta esse comprimento adimensionalizado.

Tabela 5 – Definição da posição de final do ressalto hidráulico (fonte: elaborado pela autora baseado em Wiest (2008), Teixeira (2003), Trierweiler (2006) e Conterato (2014))

Autor	Final do ressalto
Bakhmeteff et al. (1936)	Posição onde a superfície livre atinge a altura máxima.
Peterka (1974)	Posição onde o jato de alta velocidade começa a descolar do fundo ou como a seção imediatamente a jusante do rolo.
Elevatorski (1959)	Posição onde não há grandes variações de níveis.
Rajaratnam (1967)	Posição onde a altura do ressalto encontra a altura conjugada de saída
Marques et al (1997)	Local onde terminam as perturbações causadas pelo ressalto
Teixeira (2003)	Posição onde o escoamento não sofre mais influência do ressalto
Hager (1992)	Posição onde a superfície livre é essencialmente horizontal. A agitação da superfície é diminuída, o escoamento não apresenta aeração e as condições do escoamento gradualmente variado desaparecem.

Tabela 6 – Equações para o comprimento do ressalto hidráulico (fonte: adaptado de Schulz et al. 2015)

Autor	Equações Propostas	
Riegel, Beebe (1917)	$L_j = 5(Y_2 - Y_1)$	Equação 40
Safranez (1927)	$L_j = 5,2Y_2$	Equação 41
Woycieki (1934)	$L_j = (Y_2 - Y_1)(8 - 0,05(1,29F_{r1} - 0,116))$	Equação 42
Smetana (1934)	$L_j = 6(Y_2 - Y_1)$	Equação 43
Kinney (1935)	$L_j = 6,02(Y_2 - Y_1)$	Equação 44
Page (1935)	$L_j = 5,6Y_2$	Equação 45
Chertoussov (1935)	$L_j = 10,3Y_1(F_{r1} - 1)^{0,81}$	Equação 46
Bakhmetef, Matzke (1936)	$L_j = 5(Y_2 - Y_1)$	Equação 47
Wu (1949)	$L_j = 10(Y_2 - Y_1)F_{r1}^{-0,16}$	Equação 48
Marques et al. (1997)	$L_j = 8,5(Y_2 - Y_1)$	Equação 49
Teixeira (2003)	$L_j = 8,0(Y_2 - Y_1)$	Equação 50
Simões (2008)	$\frac{L_j}{Y_2} = \frac{F_{r1}^2 - 81,85F_{r1} + 61,13}{(-0,62 - 10,71F_{r1})}$	Equação 51

Onde:

L_j = comprimento do ressalto hidráulico(m);

Y_1 = altura conjugada rápida (m);

Y_2 = altura conjugada lenta (m);

F_{r1} = número de Froude correspondente à altura conjugada rápida.

Tabela 7 – Comprimento do ressalto hidráulico, em metros, calculado através das equações apresentadas na tabela 3 para o ensaio realizado no presente estudo (elaborado pela autora)

Q (l/s)	Fr	y ₁	y ₂	Riegel Beebe (1917)	Safranez (1927)	Woycieki (1934)	Smetana (1934)	Aravin (1935)	Kinney (1935)	Page (1935)
40	7,44	0,026	0,265	1,193	1,38	1,77	1,43	1,29	1,44	1,48
60	6,98	0,036	0,339	1,514	1,76	2,25	1,82	1,64	1,82	1,90
80	6,91	0,044	0,409	1,825	2,13	2,71	2,19	1,97	2,20	2,29
100	6,34	0,054	0,459	2,024	2,39	3,03	2,43	2,19	2,44	2,57
110	5,98	0,060	0,478	2,090	2,49	3,13	2,51	2,26	2,52	2,68
Q (l/s)	Fr	y ₁	y ₂	Chertoussov (1935)	Bakhmetef Matzke (1936)	Wu (1941)	Marques et al. (1997)	Teixeira (2003)	Simões (2008)	Simões et al. (2012)
40	7,44	0,026	0,265	1,23	1,19	1,73	2,03	1,91	1,63	2,27
60	6,98	0,036	0,339	1,58	1,51	2,22	2,57	2,42	2,08	2,88
80	6,91	0,044	0,409	1,91	1,82	2,68	3,10	2,92	2,50	3,47
100	6,34	0,054	0,459	2,17	2,02	3,01	3,44	3,24	2,80	3,85
110	5,98	0,060	0,478	2,27	2,09	3,14	3,55	3,34	2,90	3,98

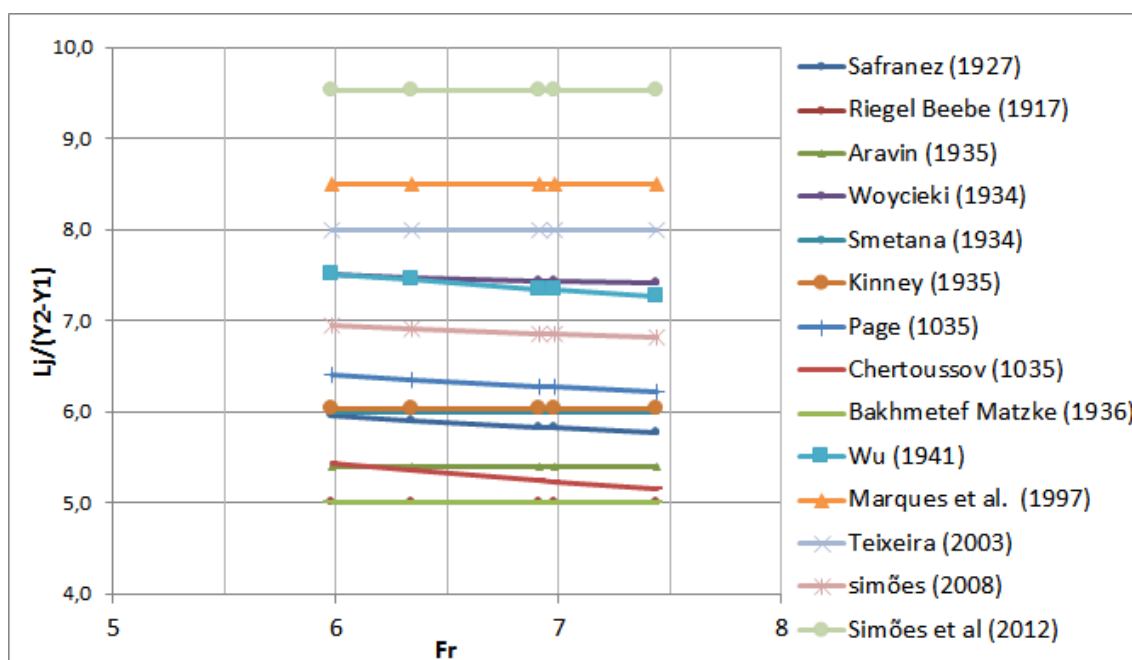


Figura 22: Comprimento adimensionalizado do ressalto hidráulico calculado através das equações apresentadas na tabela 5 para o ensaio realizado no presente estudo (fonte: elaborado pela autora)

4.2 CLASSIFICAÇÃO DO RESSALTO HIDRÁULICO

De acordo com Dai Prá (2011), algumas formas de desenvolvimento do ressalto hidráulico ocorrem de acordo com as condições de contorno a que o escoamento está submetido. Segundo o autor, influenciam na formação do ressalto hidráulico o controle de montante, o nível d'água a jusante do ressalto e a declividade do contorno sólido de montante conforme detalhado a seguir:

- a) Quanto ao controle de montante, o ressalto pode se formar a partir de descargas de fundo, de vertedouros ou a partir do impacto de jatos (salto esqui).
- b) Quanto ao nível d'água à jusante, o ressalto pode ser livre, afogado, submerso ou forçado. Segundo o autor, o ressalto livre se desenvolve inteiramente no trecho plano horizontal do canal. O ressalto afogado se desenvolve parcial ou inteiramente sobre o paramento inclinado que antecede o plano horizontal do canal. Já o ressalto submerso se forma a jusante de descargas de fundo submersas e o ressalto forçado ocorre quando paramentos estruturais antecipam sua formação.
- c) Quanto à declividade do contorno sólido de montante o ressalto pode se formar a partir de um trecho plano (caso das descargas de fundo) ou a partir de um trecho que apresenta declividade ou raio de curvatura vertical (caso dos vertedouros).

O ressalto hidráulico também pode ser classificado conforme o número de Froude da entrada (F_{r1}). Segundo Teixeira (2003), o adimensional influencia na forma e estrutura interna ao longo do ressalto. A figura 23, incluindo o texto a seguir, apresenta uma classificação do ressalto, conforme o número de Froude na entrada do ressalto, realizada por Peterka (1974). Na figura 23, a classificação se dá com F_{r1} a partir de 1,7.

De acordo com Teixeira (2003), números de Froude entre 1,0 e 1,7 na entrada do ressalto provocam apenas uma pequena diferença nas alturas conjugadas e uma pequena oscilação na superfície, o que não caracteriza ressalto hidráulico.

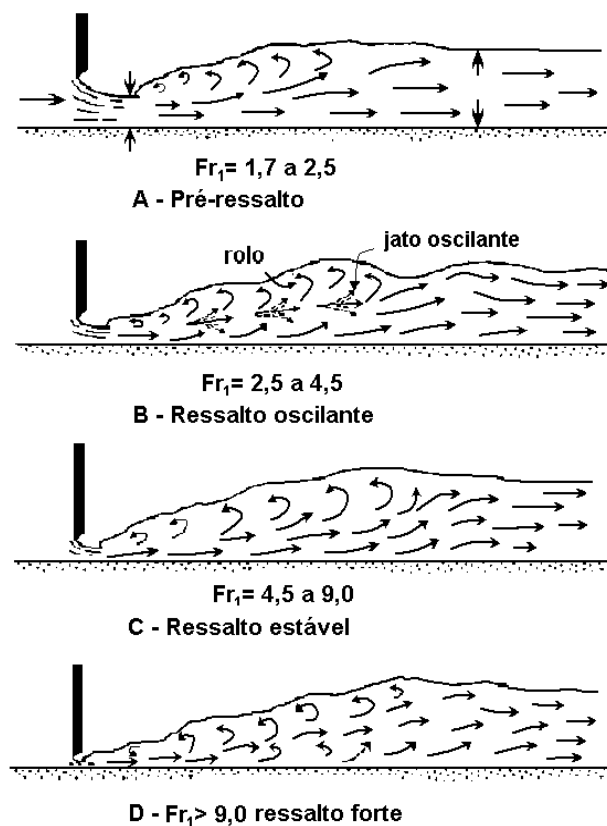


Figura 23: Formas de ressalto hidráulico (fonte: Peterka, 1974).

- A. Pré-ressalto: para números de Froude entre 1,7 e 2,5 há a presença de fracas ondulações e formação de pequenos rolos e a velocidade do escoamento é uniforme em toda a seção. Nesse caso, a dissipação de energia é de cerca de 20%, não sendo necessária a presença de bacias especiais.
- B. Ressalto oscilante: esse tipo de ressalto ocorre com números de Froude entre 2,5 e 4,5 e gera ondas que se propagam para fora da bacia de dissipação. O ressalto oscilante apresenta limites mais definidos do que o pré-ressalto, mas ainda é caracterizado por ser instável. A dissipação de energia fica em torno de 30% a 45%.
- C. Ressalto estável: ocorre com números de Froude entre 4,5 e 9 e é caracterizado por ser estável e bem definido além de causar pouca turbulência a jusante, já que mantém a mesma dentro de si. A dissipação da energia, nesse caso, é de 45% a 70%.
- D. Ressalto forte: quando o número de Froude atinge valores superiores a 9 o ressalto apresenta forte agitação da superfície, intensa incorporação de ar e

formação de vórtices. A velocidade do escoamento é alta, o que provoca ondas a jusante da bacia de dissipação. A energia dissipada pode atingir um valor de até 85%.

4.3 RESSALTO HIDRÁULICO A JUSANTE DE VERTEDOURO

Vischer e Hager (1995) classificam o ressalto hidráulico a jusante de um paramento inclinado em relação ao seu grau de afogamento ou local de início do ressalto em relação à calha. A figura 24, e o detalhamento a seguir, apresenta essa classificação.

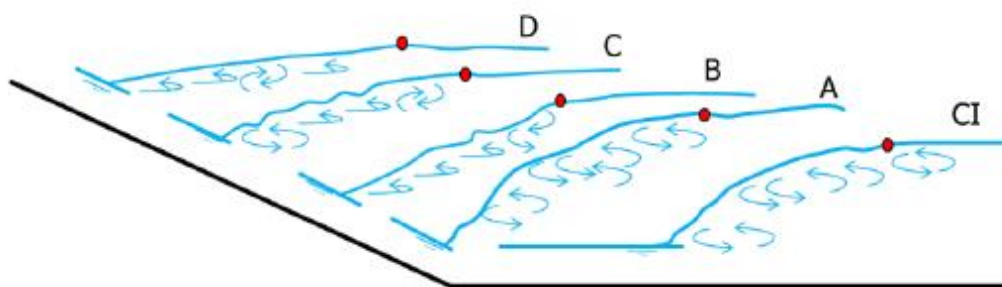


Figura 24: Classificação do ressalto hidráulico formado a jusante de um vertedouro (fonte: Conterato, 2014).

- A. Ressalto tipo A: o início do ressalto ocorre no pé da estrutura, a jusante da mudança de declividade, corresponde ao ressalto clássico. Nesse tipo de ressalto a lâmina d'água sobre a bacia de dissipação é igual à altura conjugada lenta.
- B. Ressalto tipo B: o ressalto tem seu início no paramento inclinado e seu final na bacia, após a mudança de declividade. Ocorre quando a altura da lâmina d'água na bacia é maior do que a altura conjugada lenta.
- C. Ressalto tipo C: esse tipo de ressalto ocorre quando a altura da lâmina d'água aumenta ainda mais em relação à altura conjugada lenta. Nesse caso, o ressalto tem seu início e fim sobre o paramento inclinado sendo que o final ocorre no ponto de tangência entre os trechos inclinado e horizontal.
- D. Ressalto tipo D: o ressalto tem seu início em fim sobre o paramento inclinado, antes da mudança de declividade, apresentando um afogamento ainda maior do que os tipos anteriores.
- E. Ressalto tipo CI: o início do ressalto ocorre sobre o trecho horizontal a jusante da mudança de declividade. Ocorre quando a altura da lâmina d'água na bacia de dissipação é menor do que a altura conjugada lenta. Esse tipo de ressalto pode causar danos à estrutura por se propagar para fora da bacia de dissipação.

4.4 DISSIPACÃO DE ENERGIA

Segundo Dai Prá (2011), que estudou o ressalto hidráulico a jusante de uma calha lisa, a energia dissipada no ressalto hidráulico é influenciada pelas condições de energia do escoamento nas seções de início e de final do ressalto. Dessa forma são consideradas as cargas estáticas e cinéticas, representadas pelas alturas conjugadas e pelas velocidades médias nas seções inicial e final do ressalto, respectivamente. A figura 25 ilustra a energia dissipada em uma bacia a jusante de um vertedouro com calha lisa.

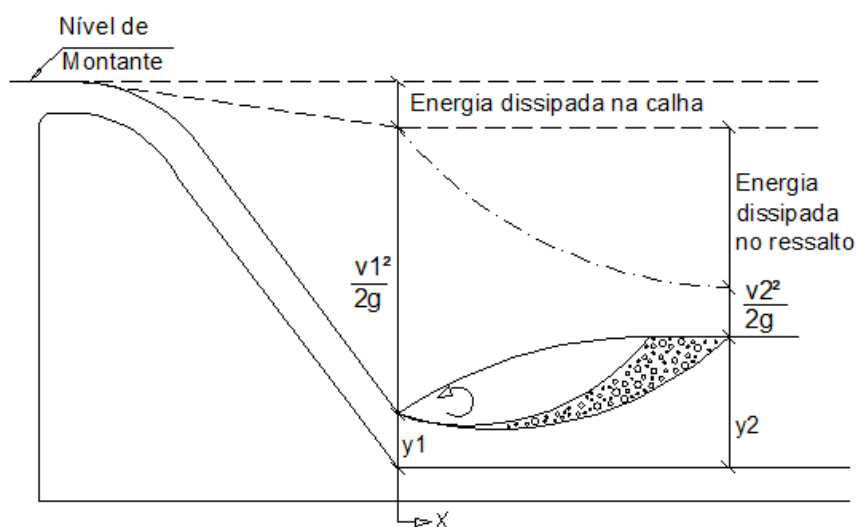


Figura 25: Perda de energia em um ressalto hidráulico formado a jusante de um vertedouro com calha lisa (fonte: elaborado pela autora)

Elevatorski (1959) definiu o total de energia dissipada através do ressalto hidráulico, através da equação 52. O autor também apresentou a equação 53, que calcula a eficiência do ressalto hidráulico comparando a energia disponível inicialmente na seção de entrada e a energia total dissipada. A figura 26 apresenta a correlação feita por Peterka (1974) entre a eficiência do ressalto hidráulico e o número de Froude do escoamento.

$$Ht = \frac{1}{4} \frac{(y_2 - y_1)^3}{y_1 y_2} \quad \text{Equação 52}$$

$$\eta = \frac{E_1 - E_2}{E_1} = \frac{Ht}{E_1}$$

Equação 53

Onde:

Ht = total de energia dissipado no ressalto hidráulico (m);

η = eficiência do ressalto hidráulico;

E_1 = energia disponível na entrada do ressalto hidráulico (m);

E_2 = energia disponível no final do ressalto hidráulico (m);

y_1 = altura conjugada rápida (m);

y_2 = altura conjugada lenta (m).

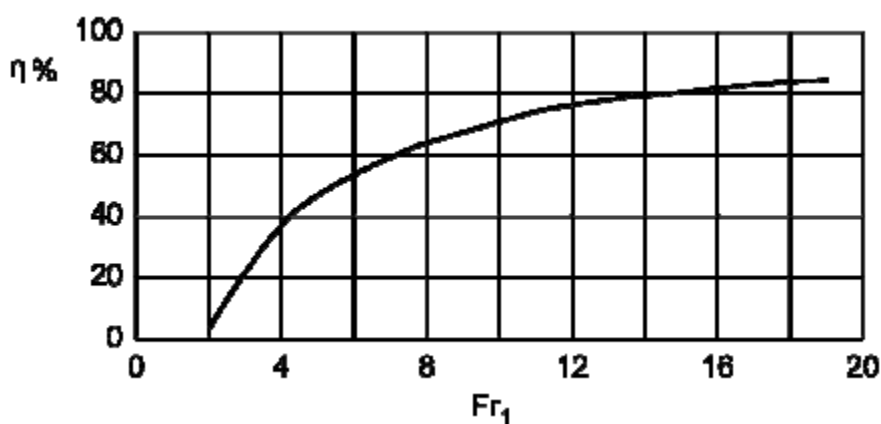


Figura 26: Eficiência do ressalto hidráulico (fonte: Peterka, 1974)

Marques et al. (1998) elaboraram um gráfico (figura 27) que apresenta o percentual de energia dissipada em função da distância a partir do início do ressalto hidráulico. Segundo os autores, é possível avaliar a dissipação de energia proporcionada por um ressalto hidráulico livre através da integração sob a curva traçada no gráfico. Pode-se notar, pela figura 27, que 95% da energia é dissipada até a posição de final do rolo (que ocorre em $6,0 \cdot (y_2 - y_1)$), conforme definição de Marques et al. (1997).

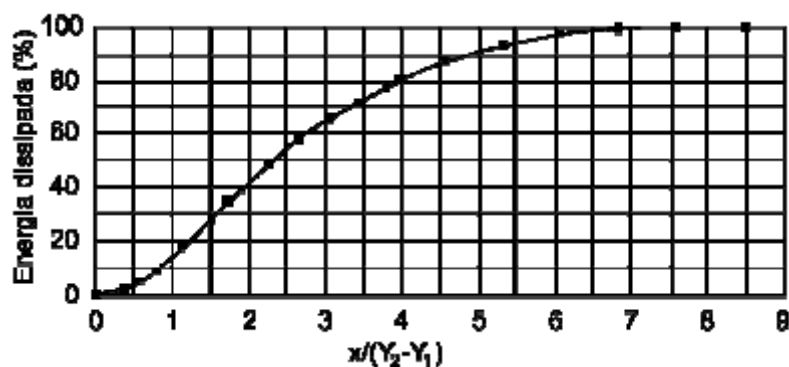


Figura 27: Energia dissipada no ressalto hidráulico a jusante de uma calha lisa (fonte: Marques et al. 1998).

4.5 PRESSÕES OCASIONADAS PELO RESSALTO HIDRÁULICO

O conhecimento dos esforços atuantes junto ao fundo da bacia de dissipação auxilia na compreensão do processo de dissipação de energia, bem como na elaboração do projeto da estrutura hidráulica. Por serem de natureza aleatória, as flutuações de pressão devem ser estudadas a partir de uma análise estatística e probabilística de amostras coletadas em laboratório, ou mesmo em protótipo. (DAI PRÁ, 2011).

A fim de compreender melhor o fenômeno do ressalto hidráulico e os esforços provocados pelo fenômeno junto ao fundo da bacia de dissipação, é importante o conhecimento do comportamento das pressões médias e extremas, flutuações de pressão e coeficientes de assimetria e curtose ao longo do escoamento. Sendo assim, diversos autores estudaram essas características através de diferentes modelos experimentais. A tabela 8 apresenta um resumo dos estudos realizados neste campo.

Tabela 8 – Estudos realizados por diversos autores em bacias de dissipação (fonte: elaborada pela autora)

Autor	Características dos Modelos e Ensaio							Comentários e conclusões importantes
	F_r	Tipo de Calha	Altura da Calha (m)	Elementos na bacia de dissipação	Raio de concordância entre calha e bacia	Comportas	T_w/y_2	
Lopardo (1986)	Entre 4,66 e 9,54	Lisa	0,61	Não	Sim	Não	1,0	Os maiores valores de C_p , ocorrem entre as posições de $8(x/y_1)$ e $12(x/y_1)$. A assimetria é positiva na parte inicial do ressalto e negativa na parte final e a passagem de assimetria positiva para negativa ocorre na zona central do ressalto. Assimetria negativa está associada com o descolamento do escoamento.
Pinto et al. (1988)	7,97, 9,11 e 10,06	Lisa	1,00	Não	Sim	Não	1,0, 1,1, 1,3 e 1,5	Nas posições intermediárias do ressalto, os maiores valores de C_p ocorrem com o ressalto livre. No início do ressalto, os maiores C_p ocorrem com a submergência de 1,1 e, No trecho final do ressalto os maiores C_p ocorrem com as submergências 1,3 e 1,5.
Endres (1990)	Entre 4,8 e 9,76	Lisa	0,3906	Não	Sim	Não	1,0	O valor máximo de flutuação de pressão ocorre em torno do valor $x/y_1=45$. As flutuações de pressão mais intensas ocorrem sob a zona de formação dos rolos transversais do ressalto.
Pinheiro (1995)	Entre 6,0 e 10,0	Lisa	0,785	Soleira terminal	Sim	Sim	1,0	Ao longo do ressalto hidráulico, as pressões junto ao fundo da bacia são inferiores à correspondente altura do escoamento médio. Até 70% do comprimento do ressalto pode ocorrer pressão negativa.

Tabela 8 – Estudos realizados por diversos autores em bacias de dissipação

Autor	Características dos Modelos e Ensaios							Comentários e conclusões importantes
	F_r	Tipo de Calha	Altura da Calha	Elementos na bacia de dissipação	Raio de concordância entre calha e bacia	Comportas	T_w/y_2	
Marques et al. (1997)	Entre 4,9 e 9,3	Lisa	0,72	Não	Sim	Não	1,0	Maior flutuação de pressão em $1,75(y_2-y_1)$, deslocamento do ressalto hidráulico em $4,0(y_2-y_1)$, fim do rolo em $6,0(y_2-y_1)$ e fim da dissipação de energia em $8,5(y_2-y_1)$.
Cardoso (2006)	Entre 5,0 e 6,5	Em degraus	2,90	Blocos de amortecimento e soleira terminal	Não	Não	1,0	Alturas piezométricas e comprimentos do rolo e do ressalto não dependem das alturas dos degraus e das vazões. A implantação de elementos leva à redução de 40 a 60% do comprimento do ressalto e da 20% da altura de água a jusante.
Wiest (2008)	Entre 3,4 e 10,5	Lisa	0,563	Soleira terminal	Sim	Sim	Entre 1,4 e 2,5	Coef. N tende a ser constante e independente do Froude ou da submergência, dependendo apenas da probabilidade de ocorrência.
Mees (2008)	Entre 3,7 e 4,6	Lisa	0,18	Soleira terminal	Sim	Sim	Entre 0,09 e 0,2	Para um ressalto livre (T_w/y_2), a pressão no final do ressalto é hidrostática.
	Entre 3,6 e 4,7	Lisa	0,211	Soleira terminal	Sim	Sim	Entre 0,05 e 0,2	
Sousa (2011)	Entre 1,6 e 2,46	Em degraus	1,00	Não	Não	Não	1,0	A altura conjugada lenta, y_2 , medida e a calculada com a equação de Bélanger através da altura conjugada rápida, y_1 , são semelhantes.

Tabela 8 – Estudos realizados por diversos autores em bacias de dissipação

Autor	Características dos Modelos e Ensaios							Comentários e conclusões importantes
	F_r	Tipo de Calha	Altura da Calha (m)	Elementos na bacia de dissipação	Raio de concordância entre calha e bacia	Comportas	T_w/y_2	
Dai-Prá (2011)	Entre 3,4 e 9,3	Lisa	0,563	Não	Sim	Não	Entre 1,0 e 1,8	<p>A influência da curva de concordância cessa no mesmolocal para pressões médias e suas flutuações.</p> <p>A maior flutuação de pressão ocorre em $1,75(y_2-y_1)$ e o final do ressalto em $8,0(y_2-y_1)$.</p> <p>Para ressaltos afogados o coeficiente N é constante para cada probabilidade, e, para ressaltos livres, o coeficiente é decrescente.</p> <p>A partir de $3(y_2-y_1)$, as probabilidades se distribuem igualmente para ressaltos afogados ou livres.</p>
Souza (2012)	Entre 1,7 e 7,8	Lisa	0,75	Não	Sim	Sim	1,0	Pode ser utilizada a mesma metodologia para a estimativa das pressões em escoamentos com número de Froude de 1,7 a 9,0.
Conterato (2014)	Entre 5,5 e 7,5	Em degraus	2,45	Soleira terminal	Não	Não	Entre 1,0 e 1,2	<p>A distribuição de pressões médias e das flutuações de pressão em bacia de dissipação a jusante de calha em degraus é semelhante à que ocorre na bacia a jusante de calha lisa.</p> <p>A soleira terminal na bacia de dissipação aumenta as pressões médias a montante do end sill, e, quanto mais próxima estiver do pé do vertedouro, maior é o pico de pressões ocorrentes próximo da soleira.</p>

4.5.1. Pressões médias

Marques et al. (1997) propõe que os resultados obtidos para pressão média sejam apresentados adimensionalizados em função da distância em relação ao pé do vertedouro, também adimensionalizada, como mostra a equação 54. Segundo o autor, dessa forma, os dados são agrupados, o que facilita a análise da distribuição longitudinal das pressões médias que ocorrem junto ao fundo da bacia de dissipação.

$$\frac{P_x - y_1}{y_2 - y_1} = f\left(\frac{x}{y_2 - y_1}\right) \quad \text{Equação 54}$$

Onde:

P_x = pressão média na posição x (m.c.a);

y_1 = altura conjugada rápida (m);

y_2 = altura conjugada lenta (m);

x = posição da tomada de pressão (m).

Souza (2012) fez uma comparação entre os dados de pressão média obtidos em seus ensaios e com os dados obtidos por diversos autores para a condição de ressalto livre a jusante de uma calha lisa. A figura 28 apresenta o gráfico elaborado pelo autor.

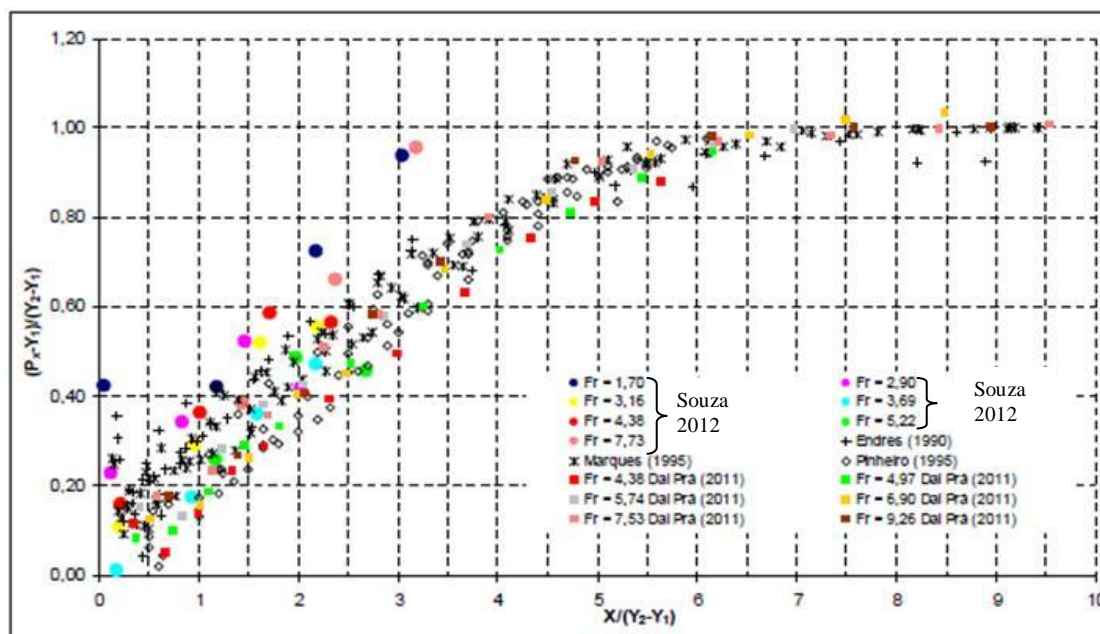


Figura 28: Pressões médias obtidas por Souza (2012) comparadas às obtidas por diversos autores.

Observando a figura 28, nota-se que, de forma geral, as pressões médias junto ao fundo da bacia crescem linearmente até a posição aproximada de $4.(y_2 - y_1)$. A partir dessa região as pressões continuam crescendo, porém de forma mais suave, conforme a distância aumenta, até a posição de cerca de $8.(y_2 - y_1)$ onde as pressões médias tendem a encontrar um equilíbrio.

Segundo Teixeira (2003), $4.(y_2 - y_1)$ representa a posição onde o descolamento do escoamento tem seu início e a posição adimensional $8.(y_2 - y_1)$ representa o termino da influência do ressalto hidráulico.

4.5.2 Flutuação de pressão

De acordo com Lopardo (2003), para um correto dimensionamento de um dissipador de energia, é necessário o conhecimento das amplitudes de flutuação de pressão assim como das suas correlações espaciais.

Marques et al. (1997), da mesma forma que para as pressões médias, propôs a adimensionalização apresentada na equação 55 para análise da flutuações de pressão em função da distância para um ressalto hidráulico livre. Essa adimensionalização também permite que as curvas se agrupem facilitando seu estudo.

$$\frac{\sigma_x}{H_t} \frac{y_2}{y_1} = f\left(\frac{x}{y_2 - y_1}\right) \quad \text{Equação 55}$$

Onde:

$\frac{\sigma_x}{H_t}$ = representa perda de carga pontual (m);

$\frac{y_2}{y_1}$ = representa a influência do número de Froude no escoamento;

H_t = total de energia dissipado no ressalto hidráulico (m);

y_1 = altura conjugada rápida (m);

y_2 = altura conjugada lenta (m).

A figura 29 exhibe a comparação feita por Souza (2012) entre os dados de flutuação de pressão obtidos em seus ensaios e com dados os obtidos por diversos outros autores, para a condição de ressalto livre a jusante de uma calha lisa.

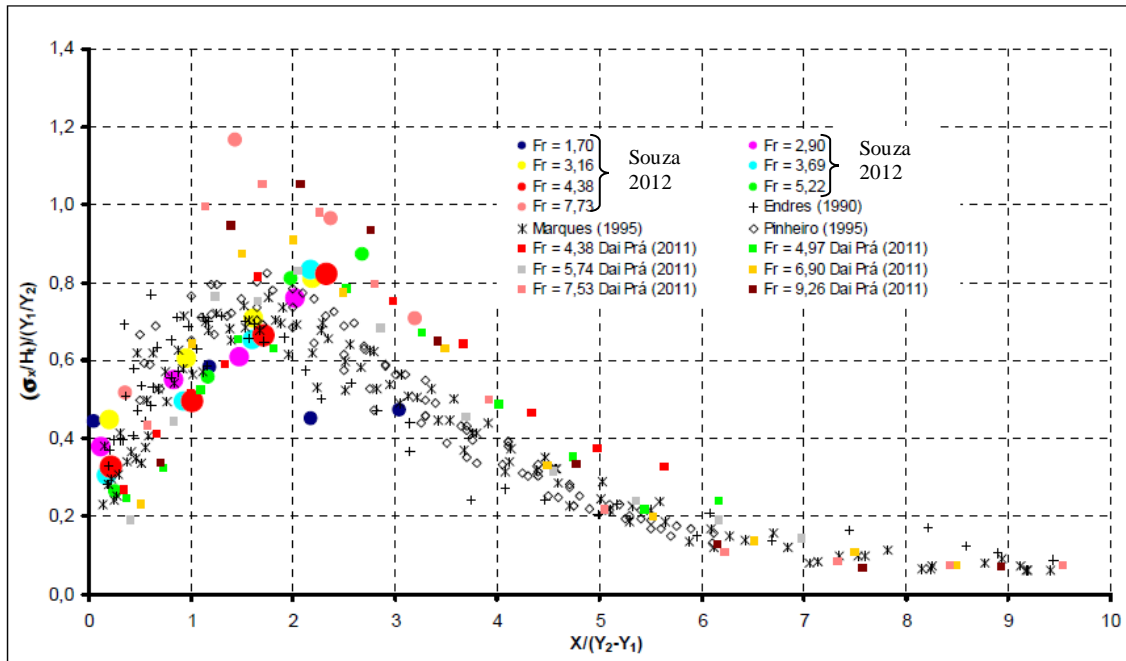


Figura 29: Flutuações de pressão obtidas por Souza (2012) comparadas às obtidas por diversos autores (fonte: Souza, 2012)

A figura 29 permite concluir que as flutuações de pressão aumentam a partir do início da bacia de dissipação até a posição em torno de $2.(y_2 - y_1)$ onde, de modo geral, alcançam a flutuação máxima. A partir desse ponto as flutuações tendem a apresentar um decréscimo significativo até a posição de aproximadamente $6.(y_2 - y_1)$, que corresponde ao final do rolo, ponto a partir do qual as flutuações decrescem suavemente até o final do ressalto, posição cerca de $8.(y_2 - y_1)$.

De acordo com Teixeira (2003), vários pesquisadores utilizam o coeficiente de flutuação de pressão, C_p , para o estudo do ressalto hidráulico. Esse coeficiente representa a medida da flutuação de pressão em relação à energia cinética na entrada do ressalto, sendo calculado através da equação 56.

$$C_p = \frac{\sigma_x}{\frac{V_1^2}{2.g}} = f\left(\frac{X}{y_1}; F_{r1}\right) \quad \text{Equação 56}$$

Onde:

C_p = coeficiente de flutuação de pressão;

x = coordenada longitudinal do ponto de medição (m);

y_1 = altura conjugada rápida (m);
 F_{r1} = número de Froude na entrada do ressalto;
 V_1 = velocidade média na entrada do ressalto (m/s);
 g = aceleração da gravidade (m/s²);
 σ_x = desvio padrão no ponto analisado (m.c.a.).

Dai Prá (2011) estudou as flutuações de pressão causadas por um ressalto hidráulico a jusante de uma calha lisa através do coeficiente de pressão e comparou seus resultados com os dados de diversos autores. A figura 30 apresenta essa comparação.

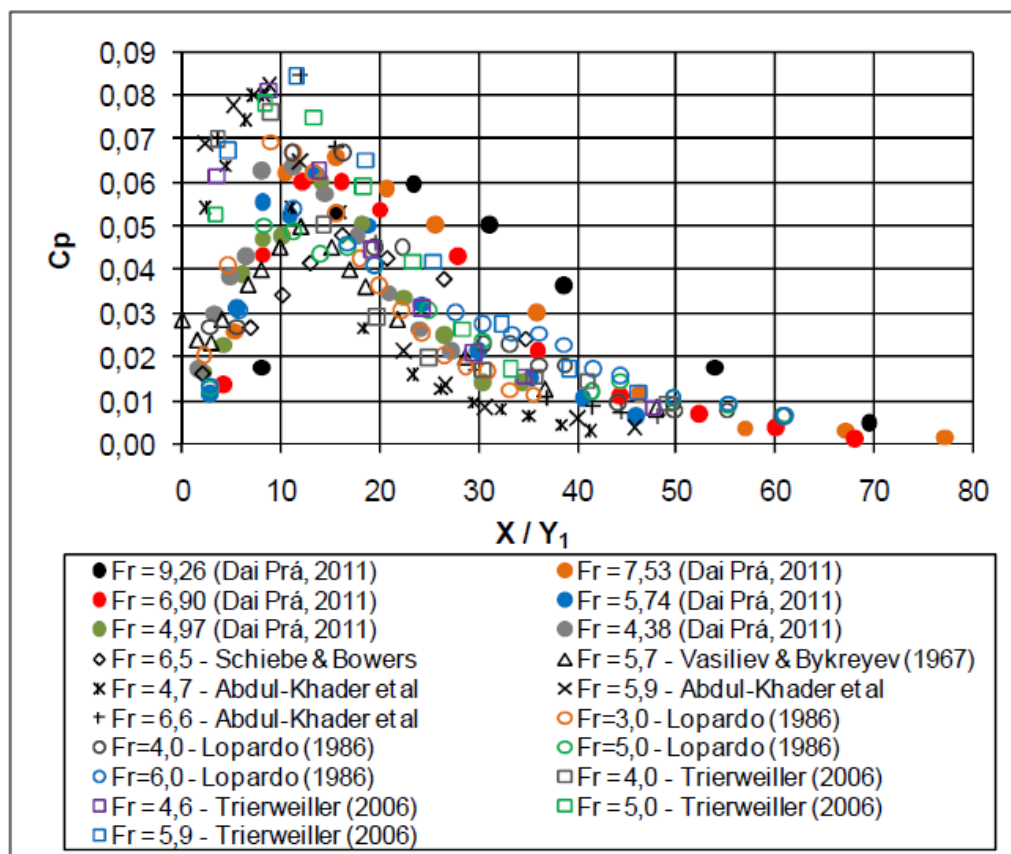


Figura 30: Coeficientes de pressão (C_p) obtidos por Dai Prá (2011) comparados aos dados obtidos por diversos autores.

Através da figura 30, nota-se que a maior dispersão é observada no trecho onde ocorrem os máximos valores do coeficiente de flutuação de pressão (C_p), ou seja, em torno da posição adimensionalizada (x/y_1) igual a 10. Os resultados obtidos por Dai Prá (2011) são superiores aos dos demais autores ao longo do ressalto, principalmente considerando seus ensaios com números de Froude mais elevados ($F_{r1} = 6,90$ e $F_{r1} = 9,26$).

4.5.3 Coeficientes de assimetria e curtose

A distribuição longitudinal do coeficiente de assimetria (equação 57) do escoamento indica a dimensão da influência que os valores extremos exercem sobre a média. Um coeficiente de assimetria positivo desloca a função para a direita e significa que existem mais valores de pressões amostrais maiores que a média do que menores. Inversamente, se o coeficiente de assimetria é negativo, a função é deslocada para a esquerda e indica que há mais valores de pressões amostrais menores que a média do que maiores. Salientando que, em uma distribuição normal, o coeficiente de assimetria é igual a zero. Lopardo e Henning (1986) salientam que zonas de descolamento do fundo do canal apresentam coeficiente de assimetria negativo.

$$A_d = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{(P_i - P_x)^3}{n \cdot \sigma_x^3} \quad \text{Equação 57}$$

Onde:

A_d = coeficiente de assimetria;

σ_x = desvio padrão no ponto analisado (m.c.a.);

P_x = pressão média no ponto analisado (m.c.a.);

P_i = pressão instantânea no ponto x (m.c.a.);

n = número de pressões instantâneas medidas.

O coeficiente de curtose (k) (equação 58) é, também, uma medida de dispersão. A distribuição longitudinal do coeficiente de curtose no escoamento indica a concentração dos valores em relação à média. Uma distribuição com valores de coeficiente de curtose inferiores a 3 corresponde a uma distribuição mais afunilada com dados mais concentrados em relação à média. Quando a distribuição é mais achatada com dados menos concentrados em relação à média, o coeficiente de curtose é superior a 3. Uma distribuição normal apresenta coeficiente de curtose igual a 3.

$$k = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{(P_i - P_x)^4}{n \cdot \sigma_x^3} \quad \text{Equação 58}$$

Onde:

k = coeficiente de curtose;

σ_x = desvio padrão no ponto analisado (m.c.a.);

P_x = pressão média no ponto analisado (m.c.a.);

P_i = pressão instantânea no ponto x (m.c.a.);

n = número de pressões instantâneas medidas.

As figuras 31 e 32 exibem, respectivamente, a comparação feita por Souza (2012) entre os coeficientes de assimetria e curtose obtidos em seus ensaios, com dados obtidos por outros autores, para a condição de ressalto livre a jusante de uma calha lisa.

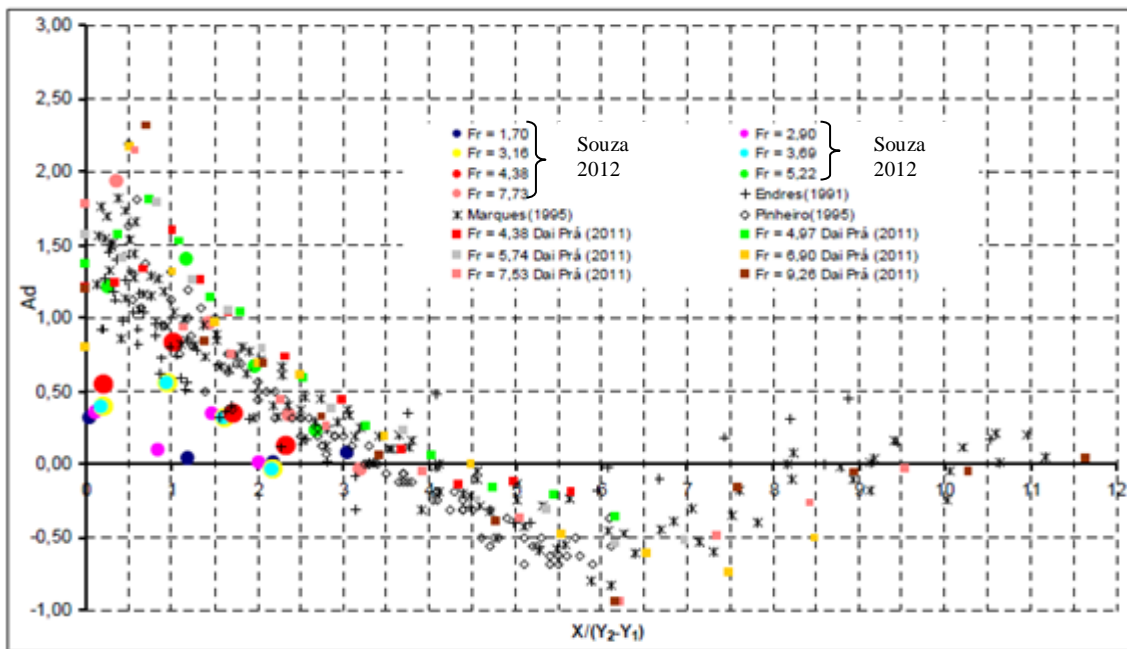


Figura 31: Coeficientes de assimetria obtidos por Souza (2012) comparados à valores obtidos por outros autores. (fonte: Souza, 2012)

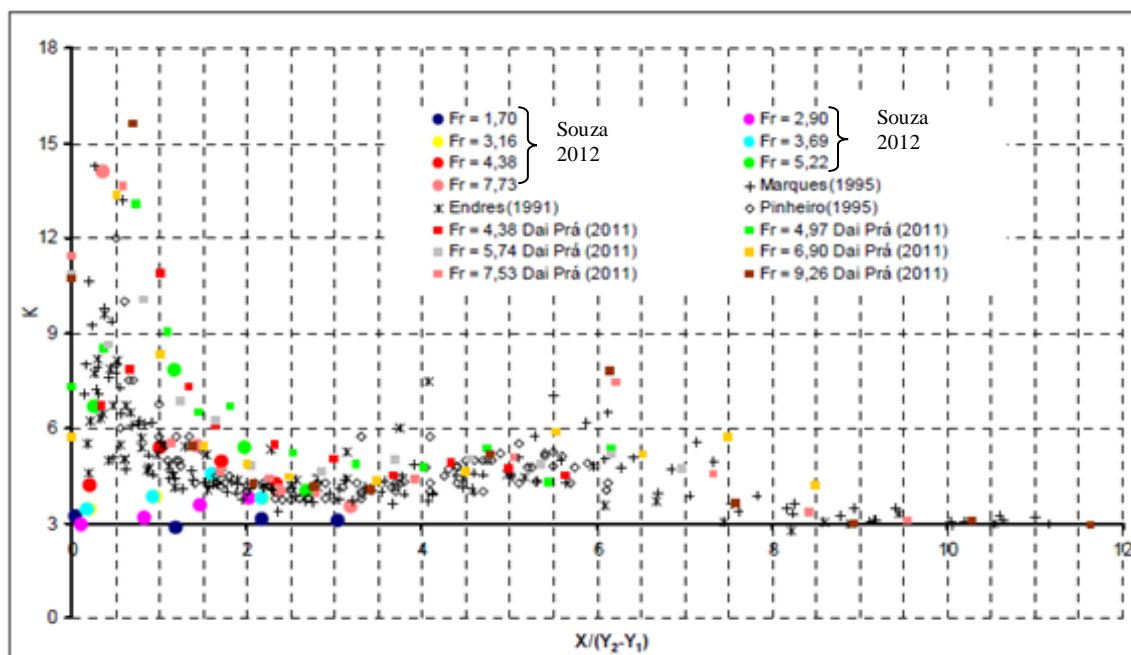


Figura 32: Coeficientes de curtose obtidos por Souza (2012) comparados à valores obtidos por outros autores. (fonte: Souza, 2012)

A análise do coeficiente de assimetria (figura 31) indica que, próximo à calha, até a posição de cerca de $4.(y_2 - y_1)$, o coeficiente de assimetria é positivo. A partir de então, o coeficiente de assimetria passa a atingir valores negativos atingindo seu valor mínimo em torno da posição de $6.(y_2 - y_1)$. Na posição aproximada de $8.(y_2 - y_1)$, o coeficiente de assimetria estabiliza próximo ao valor zero. A partir desse ponto, o coeficiente de assimetria tende a uma estabilização, não sofrendo mais a influência do ressalto.

Analisando o coeficiente de curtose (figura 32), percebe-se que, a partir do início da bacia de dissipação até a posição aproximada de $2.(y_2 - y_1)$, os valores do coeficiente de curtose decrescem significativamente. Da posição de $2.(y_2 - y_1)$ até aproximadamente a posição de $6.(y_2 - y_1)$ as curvas apresentam um leve crescimento e voltam a decrescer até a posição aproximada de $8.(y_2 - y_1)$, onde os dados começam a alcançar uma estabilização com valores próximos a 3.

De forma geral, os coeficientes de curtose se mantêm com valores acima de 3 ao longo de todo o escoamento chegando a atingir valores próximos à 15 em seu ponto máximo, na posição aproximada de $0,75.(y_2 - y_1)$. Já os coeficientes de assimetria, em partes do escoamento encontram-se com valores acima de zero e em partes com valores

inferiores a zero, tendendo a manter esse valor apenas depois da posição de 8. ($y_2 - y_1$), quando acaba a influência do ressalto.

Sendo assim, pode-se notar que as distribuições de probabilidades dos escoamentos estudados pelos diversos autores não apresentam características de uma distribuição normal.

4.5.4 Pressões extremas

De acordo com Dai Prá (2011), o conhecimento da ocorrência de valores extremos de pressão associados a determinadas probabilidades de ocorrência é de extrema importância para o dimensionamento do dissipador, pois correspondem à operação da estrutura hidráulica em condições críticas.

Lopardo (2003) afirma que as pressões negativas devido a impulsos de pressão de baixa frequência podem aumentar seriamente o risco de cavitação e sugere que sejam utilizados dados de pressões extremas negativas com probabilidade de não excedência de 0,1% para definir a tendência de cavitação. Lopardo et al. (2012) salienta que, embora as pressões extremas negativas sejam mais importantes devido à análise da cavitação, estudar as pressões extremas positivas com probabilidade de não excedência de 99,9% é, também, importante, pois permitem estimar o valor máximo instantâneo de pressão em qualquer ponto junto ao fundo da estrutura de dissipação.

Marques et al. (1997) sugere que os esforços atuantes em um ressalto hidráulico com uma determinada probabilidade ($P_{x\%}$) podem ser estimados conhecendo o desvio padrão, o coeficiente estatístico de distribuição de probabilidades e a pressão média da amostra. A equação 59 apresenta a equação utilizada pelo autor.

$$P_{x\%} = P_x - N\sigma_x \quad \text{Equação 59}$$

Onde:

$P_{x\%}$ = Pressão com probabilidade x de ocorrência;
 σ_x = desvio padrão no ponto analisado (m.c.a.);

P_x = pressão média no ponto analisado (m.c.a.);
 N = coeficiente estatístico de distribuição de probabilidades.

Diversos autores estudaram as pressões extremas em bacias de dissipação por ressalto hidráulico. Trierweiler (2006) estudou um ressalto hidráulico a jusante de uma comporta. A figura 33, elaborada pelo autor, exhibe os valores de pressões extremas previstos e experimentalmente medidos, em um ressalto hidráulico formado à jusante de uma comporta, para as probabilidades de 0,1% e 99,9% comparados aos valores de pressão média para um número de Froude igual a 4,55.

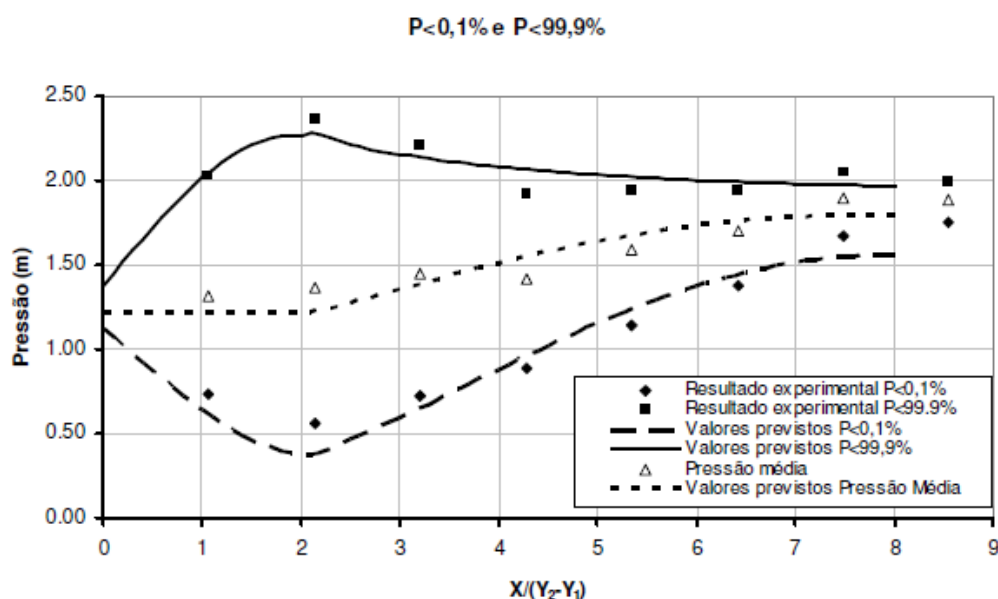


Figura 33: Comparação entre os ajustes propostos para as pressões com probabilidades de 0,1% e 99,9% e os dados experimentais verificados para o ressalto hidráulico para um escoamento com número de Froude igual a 4,55. (fonte: Trierweiler, 2006)

Endres (1990), Marques (1995), e Souza (2012), entre outros, estudaram as pressões extremas causadas por ressaltos hidráulicos formados a jusante de uma calha lisa. A figura 34 apresenta os valores obtidos pelos autores para as pressões com probabilidade de não excedência de 0,1% e 99,9% comparados aos valores de pressões médias.

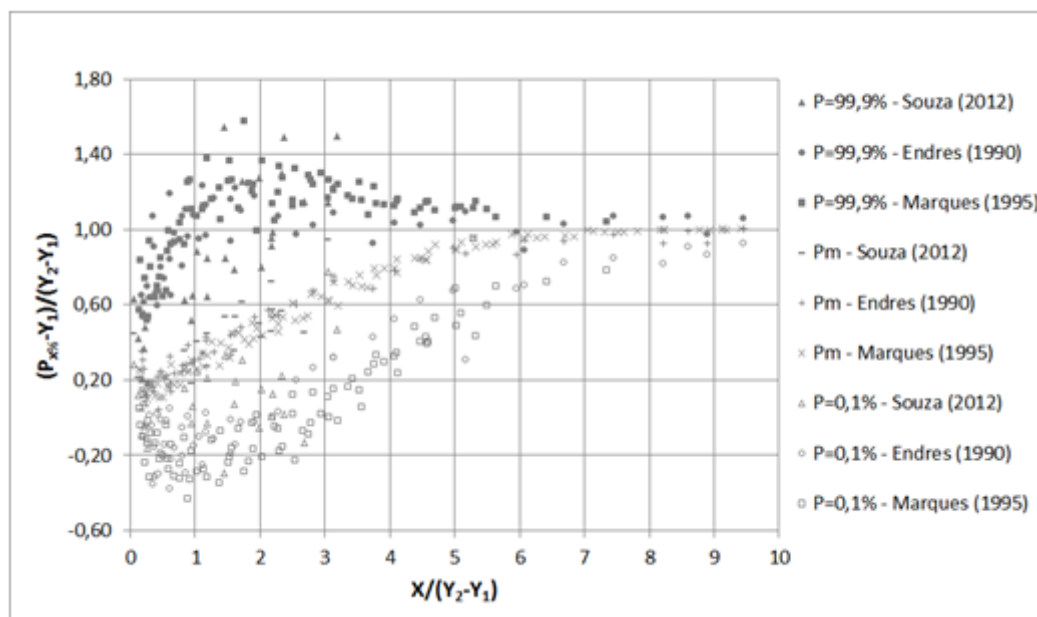


Figura 34: Comparação entre os resultados obtidos por Endres (1990), Marques (1995) E Souza (2012) para pressões com probabilidades de não excedência de 0,1% e 99,9%. (fonte: elaborado pela autora)

4.5.5 Coeficiente estatístico de distribuição de probabilidades

A partir da equação 60, Teixeira (2003) determinou o coeficiente N, com base nas amostras de pressões obtidas por Endres (1990), visando a estimativa de pressões com probabilidade de não excedência de 1 a 99%, concluindo que o coeficiente estatístico pode ser determinado a partir da equação 60.

$$N = a \cdot \left(\frac{x}{y_2 - y_1} \right)^2 + b \cdot \left(\frac{x}{y_2 - y_1} \right) + c \quad \text{Equação 60}$$

Onde:

a, b e c = coeficientes da equação de 2º grau correspondente a cada probabilidade de ocorrência;

y_1 = altura conjugada rápida (m);

y_2 = altura conjugada lenta (m).

Segundo o autor, esse método gera resultados satisfatórios para probabilidades entre 5% e 99%. Para probabilidades menores, o método pode ser utilizado, porém, com precaução.

Souza (2012) também fez uma comparação entre os coeficientes estatísticos com probabilidade de não excedência de 0,1 e 1,0 % obtidos em seus ensaios e com dados

obtidos por outros autores. As figuras 35 e 36 apresentam os gráficos elaborados pelo autor para as duas probabilidades, de 0,1% e 1,0%, respectivamente.

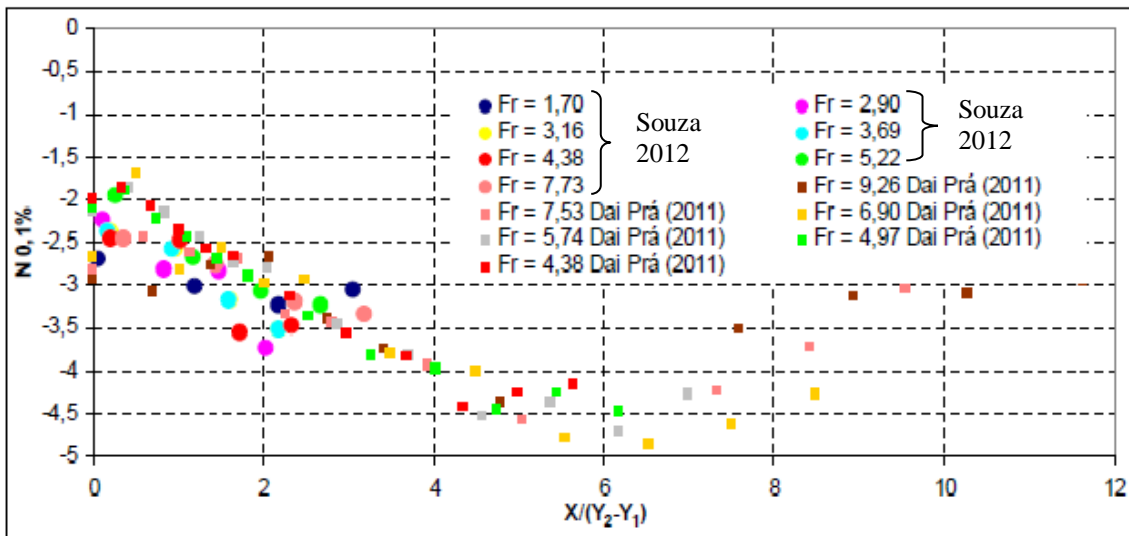


Figura 35: Coeficientes estatísticos obtidos por Souza (2012) para probabilidade de não excedência de 0,1% comparados aos resultados obtidos por diversos autores. (fonte: adaptado de Souza, 2012)

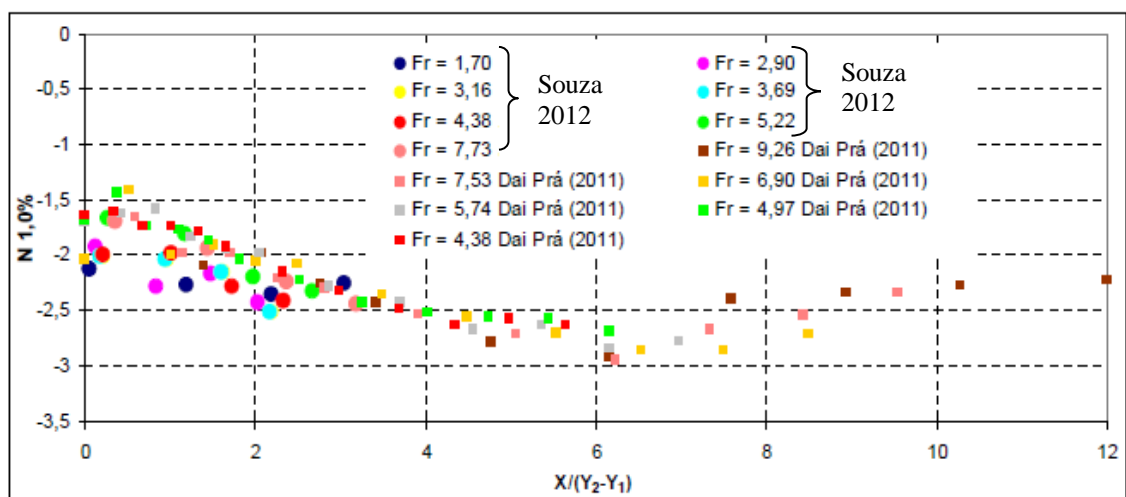


Figura 36: Coeficientes estatísticos obtidos por Souza (2012) para probabilidade de não excedência de 1,0% comparados aos resultados obtidos por diversos autores. (fonte: adaptado de Souza, 2012)

5. RESSALTO HIDRÁULICO FORMADO A JUSANTE DE VERTEDOIRO EM DEGRAUS

Cardoso (2006) estudou o ressalto hidráulico formado a jusante de vertedouros em degraus em bacias de dissipação com e sem elementos (soleiras terminais e blocos de amortecimento), para números de Froude entre 5,0 e 6,5. O estudo do autor, que realizou ensaios com degraus com alturas de 2 cm, complementa os estudos de Meireles (2004) que utilizou o mesmo modelo para estudar o ressalto hidráulico a jusante de um vertedouro com degraus com alturas de 4 e 8 cm. A figura 37 apresenta um esquema da bacia de dissipação com elementos utilizada por Cardoso (2006) para a realização dos ensaios. A figura 38 apresenta os resultados obtidos pelo autor para alturas piezométricas médias, adimensionalizadas com a altura crítica do escoamento, para todos os números de Froude ensaiados, comparados com os mesmos valores obtidos por Meireles (2004), sendo, os ensaios realizados por ambos os autores, com a bacia de dissipação sem elementos. Na figura 38, h_d é a altura do degrau, p é a altura piezométrica média e h_c é a altura crítica do escoamento.

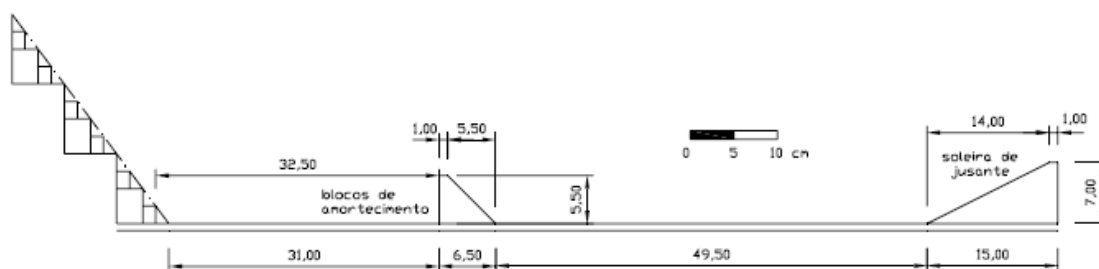


Figura 37: Bacia de dissipação com elementos utilizada por Cardoso (2006). (fonte: Cardoso, 2006)

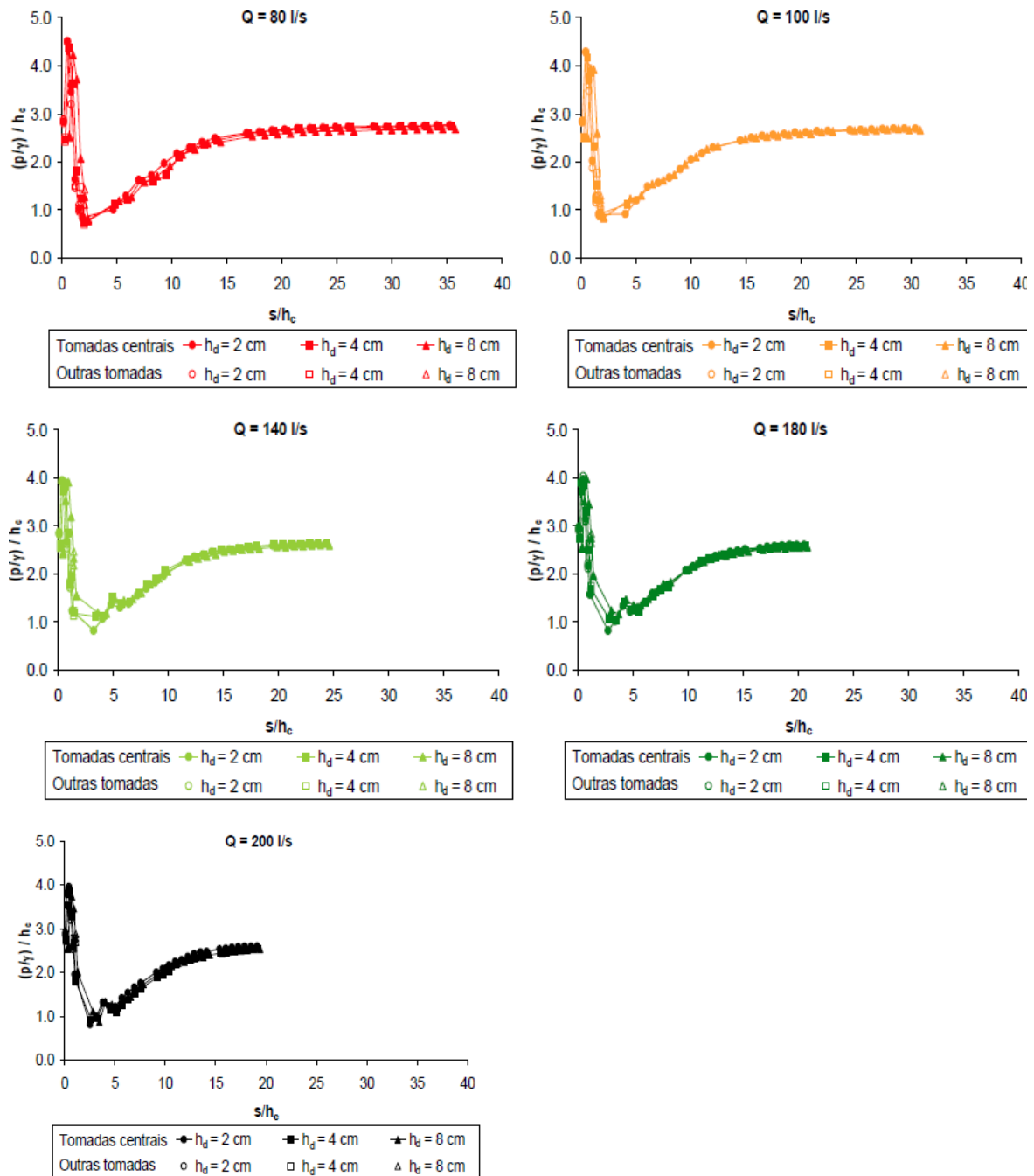


Figura 38: Alturas piezométricas médias para $h_d=2, 4$ e 8 cm. (fonte: Cardoso, 2006)

Através da adimensionalização, o autor pôde identificar que os valores das alturas piezométricas praticamente não dependem da altura dos degraus e das vazões ensaiadas.

Cardoso (2006) também comparou as alturas piezométricas obtidas através de seus ensaios em bacia de dissipação sem elementos e em bacia de dissipação com elementos. A figura 39 apresenta essa comparação. Os dados são apresentados com seus valores não adimensionalizados.

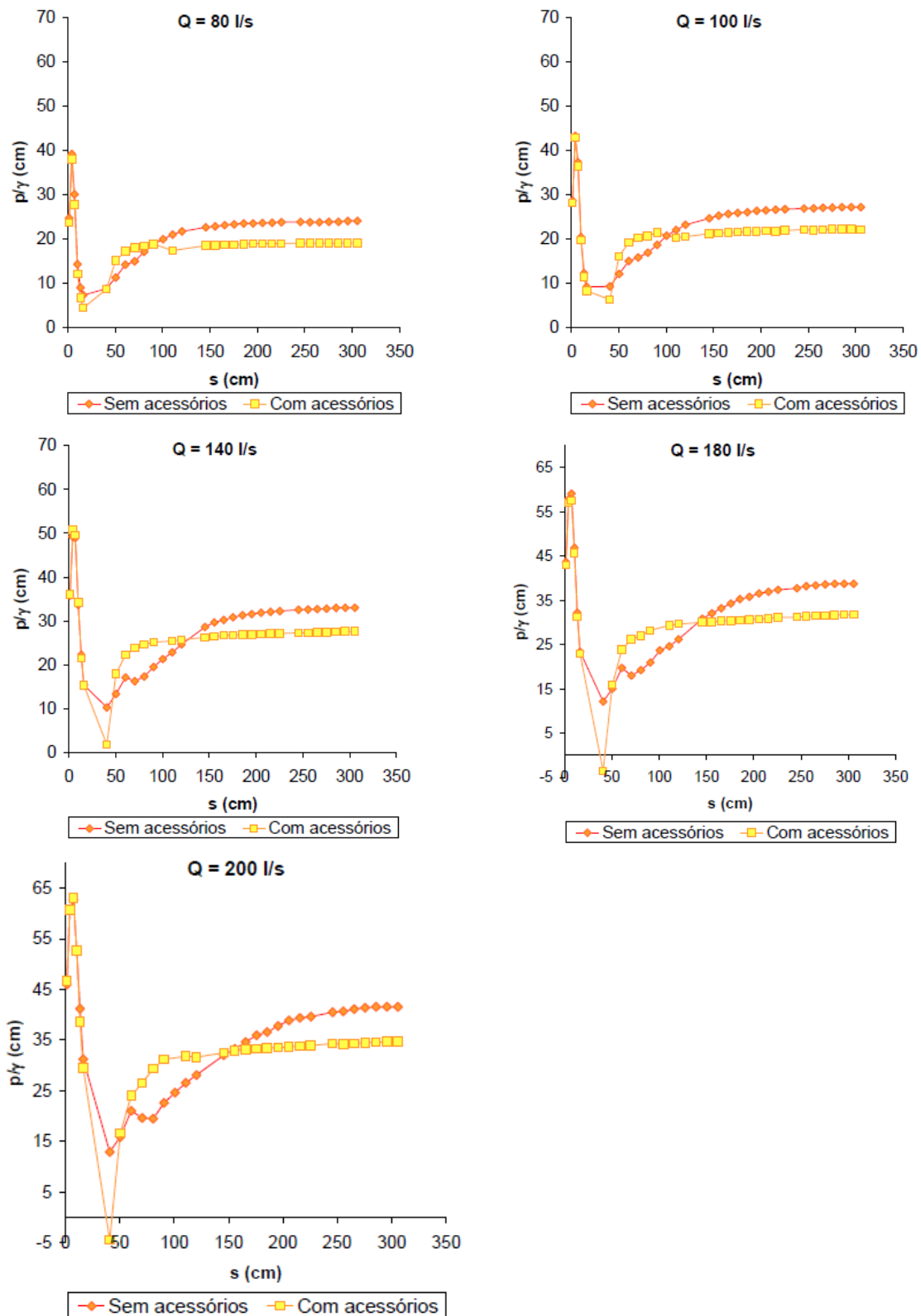


Figura 39: Valores médios das alturas piezométricas, obtidas por Cardoso (2006), na bacia com e sem elementos, para todas as vazões ensaiadas. (fonte: Cardoso, 2006)

Através da comparação entre os resultados obtidos na bacia de dissipação com e sem soleira terminal, Cardoso (2006) concluiu que a implantação do acessório causa uma

redução de 40 a 60% do comprimento do ressalto hidráulico e de cerca de 20% da altura de água à jusante do ressalto. O autor também observou que, após o primeiro elemento, houve, primeiramente, uma queda nos valores piezométricos e de altura do escoamento, e, na sequência uma elevação dos mesmos parâmetros. Isso ocorre devido à presença do elemento.

Sousa (2011) estudou o ressalto hidráulico formado a jusante de um vertedouro em degraus em duas fases. Na primeira, os ensaios foram realizados em fundo fixo (que tiveram como objetivo a caracterização do ressalto hidráulico) e, na segunda, em fundo móvel (que tiveram como objetivo a caracterização de fossas de erosão), ambos para números de Froude entre 1,6 e 2,46. A figura 40 apresenta uma imagem do modelo utilizado em seus ensaios. Para os ensaios com fundo fixo, o autor fez uma comparação entre valores de altura conjugada lenta medida e calculada pela equação de Bèlanger (equação 32) a partir da altura conjugada rápida medida. A figura 41 apresenta essa comparação. Na figura 41, Sousa (2011) define como D_2 a altura conjugada lenta.



Figura 40: Foto do modelo utilizado por Sousa (2011). (fonte: Sousa, 2011)

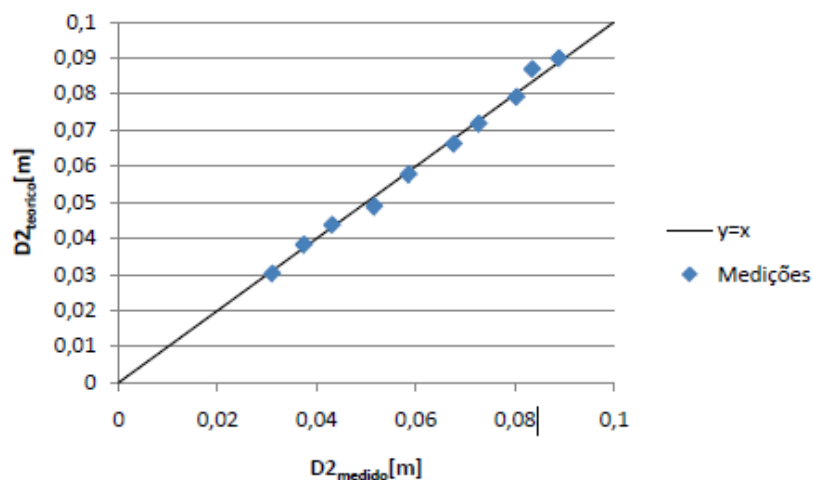


Figura 41: Comparação de valores de altura conjugada lenta medidos e teóricos. (fonte: Sousa, 2011)

O autor observou semelhança entre a altura conjugada lenta medida e a calculada com a equação de Bèlanger através da altura conjugada lenta medida. O autor também comparou o comprimento do ressalto hidráulico de seus ensaios com valores calculados com equações sugeridas por outros autores, tais como, Elevatorski (1959) e Silvester (1964). Os resultados desta comparação são apresentados na figura 42.

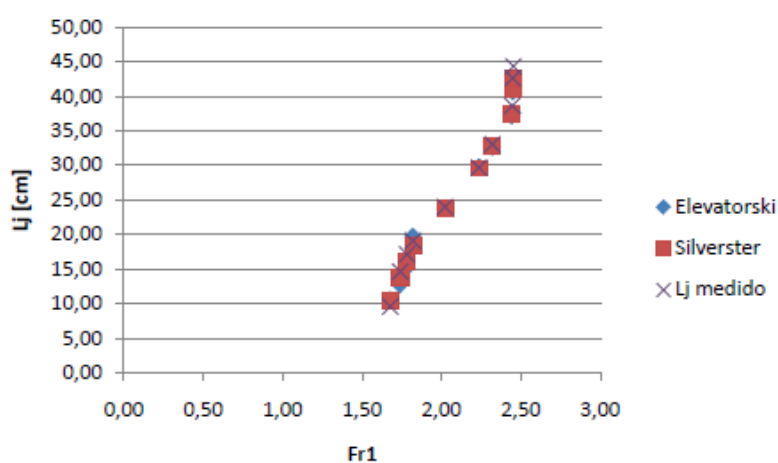


Figura 42: Comparação entre os valores medidos por Sousa (2011) para o comprimento do ressalto hidráulico e valores teóricos sugeridos por outros autores. (fonte: Sousa, 2011)

Conterato (2014) estudou o ressalto hidráulico formado em uma bacia de dissipação (com soleira terminal) instalada a jusante de um vertedouro em degraus. A autora utilizou o mesmo modelo utilizado na presente pesquisa e realizou seus ensaios com 5 diferentes vazões ($Fr=7,44, 6,98, 6,91, 6,34, 5,98$) e 4 alturas de end sill (10, 12, 18 e 24 cm) localizadas em 3 diferentes posições (1/2H, 2/3H e 1H, onde H é a altura da calha).

A figura 43 apresenta um esquema do modelo utilizado e a figura 44 apresenta um esquema das diferentes posições da soleira terminal na bacia de dissipação.

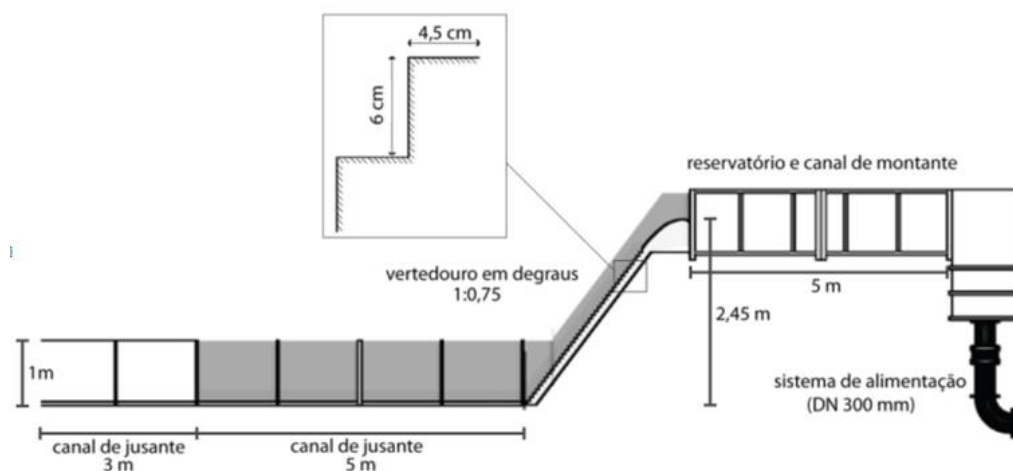


Figura 43: Esquema do modelo utilizado por Conterato (2014). (fonte: Conterato, 2014)

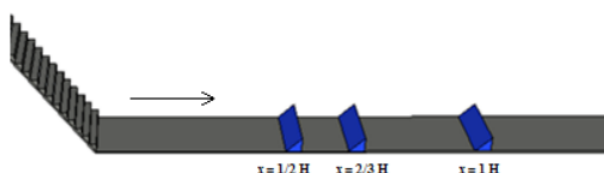


Figura 44: Esquema das posições da soleira terminal. (fonte: Conterato, 2014)

A autora analisou, dentre outros parâmetros, as pressões médias e as flutuações de pressão visando identificar a melhor altura e posição para a instalação da soleira terminal (“end sill”). As figuras 45 e 46 apresentam, respectivamente, os gráficos, elaborados por Conterato (2014), para pressão média e flutuações de pressão obtidas para o ressalto hidráulico formado a jusante da calha em degraus com a soleira terminal com altura de 12 cm, na posição $2/3H$ para o número de Froude de 6,91, comparados com os mesmos dados para um ressalto hidráulico a jusante de uma calha lisa (para um escoamento com o mesmo número de Froude).

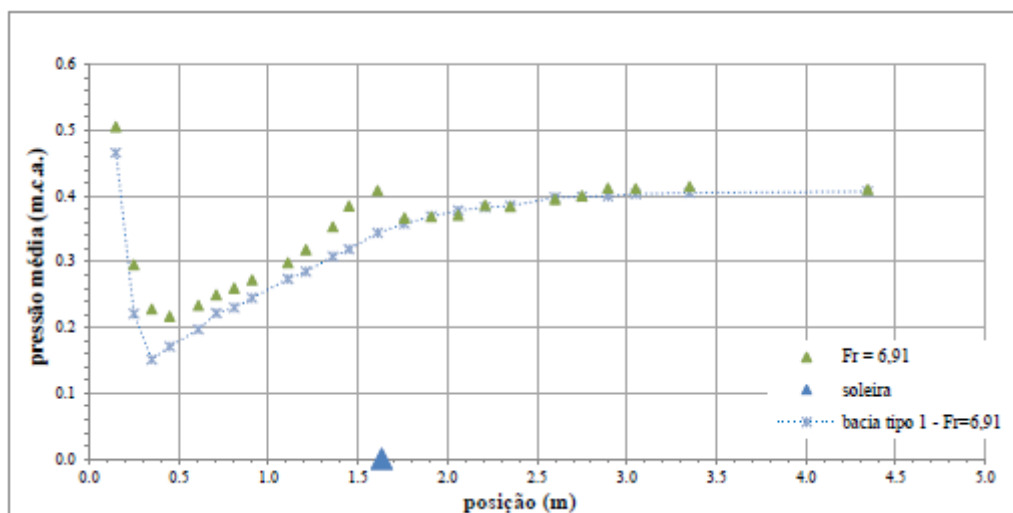


Figura 45: Pressões médias obtidas por Conterato (2014) para ensaios com e sem soleira terminal. (fonte: Conterato, 2014)

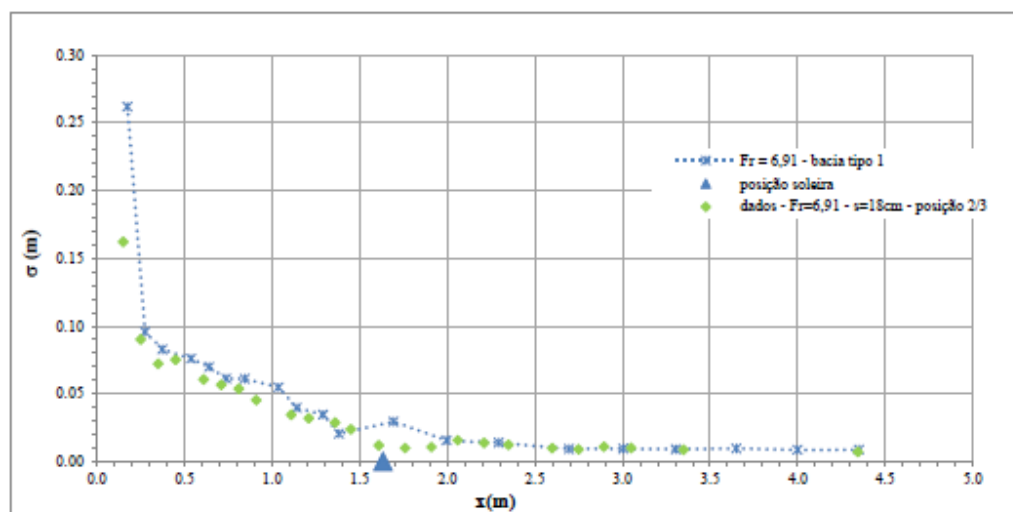


Figura 46: Flutuações de pressão obtidas por Conterato (2014) para ensaios com e sem soleira terminal. (fonte: Conterato, 2014)

Através das figuras 45 e 46, Conterato (2014) verificou que as pressões médias obtidas na bacia com soleira terminal a montante da posição do end sill são maiores do que as obtidas em bacia de dissipação sem elementos. Inversamente, os valores de desvio padrão a montante da soleira são inferiores aos valores observados na bacia sem end sill. A autora resumiu todas as informações obtidas para a identificação da altura e posição ideais para a soleira terminal, (figuras 47 e 48 respectivamente).

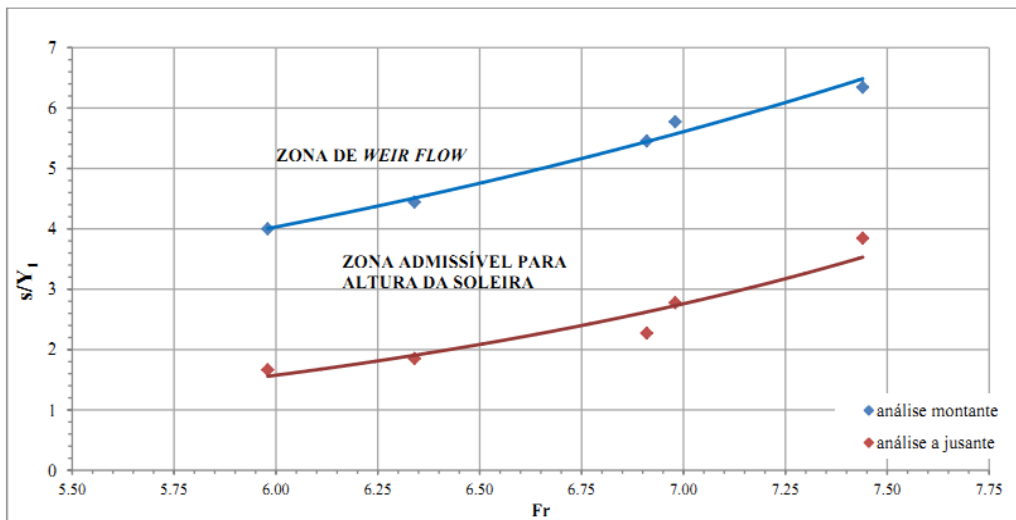


Figura 47: Altura ideal da soleira terminal. (fonte: Conterato, 2014)

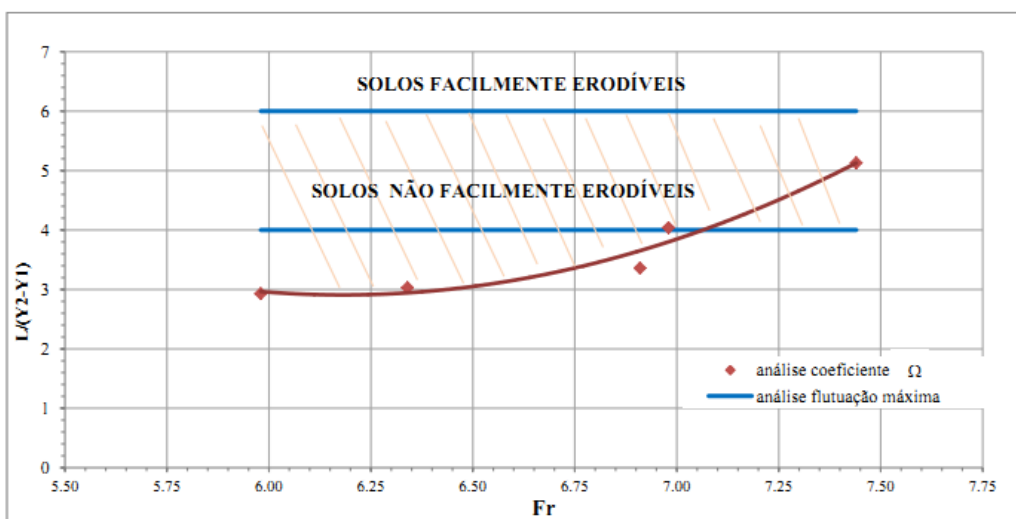


Figura 48: Posição ideal da soleira terminal. (fonte: Conterato, 2014)

6. METODOLOGIA

Para a caracterização dos esforços atuantes junto ao fundo de uma bacia de dissipação a jusante de um vertedouro em degraus, foram adquiridos, em modelo experimental, dados de pressão instantânea. O modelo utilizado e a metodologia empregada estão descritos nos itens a seguir.

A figura 49 apresenta as características de um ressalto hidráulico livre a jusante de um vertedouro em degraus.

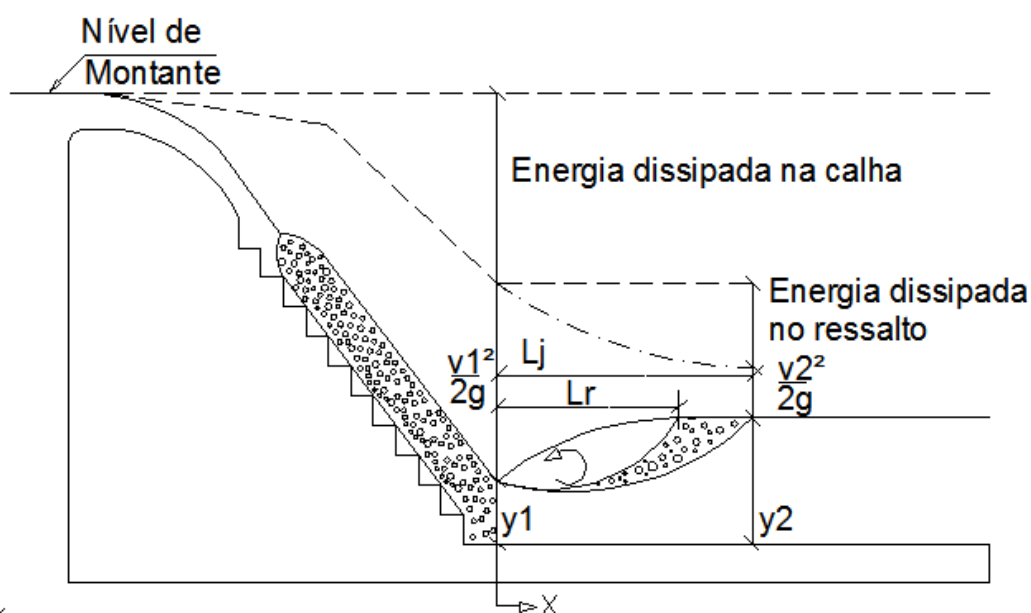


Figura 49: Simbologia utilizada para definir as características de um ressalto hidráulico livre a jusante de um vertedouro em degraus (fonte: elaborado pela autora)

Onde:

X = distância horizontal tomada a partir da seção transversal de início do ressalto;

y_1 = altura d'água tomada a partir da seção transversal de início do ressalto (altura conjugada rápida);

y_2 = altura d'água tomada a partir da seção transversal do final do ressalto hidráulico (altura conjugada lenta);

L_r = comprimento do rolo;

L_j = comprimento do ressalto hidráulico livre.

6.1 INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL

O modelo experimental, instalado no Laboratório de Obras hidráulicas do IPH na UFRGS, é composto por um canal a jusante de uma calha em degraus com largura de 0,40 m. A calha, composta por 33 degraus com 0,06 m de altura, tem inclinação de 1V:0,75H e altura total de 2,45 m (figura 50). O canal a jusante possui altura de 1,20 m

e comprimento aproximado de 8m dos quais 5 m possuem paredes de acrílico que permitem a visualização do escoamento (figura 51). A vazão máxima admitida pelo canal é de cerca de $0,30 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, o que corresponde a uma carga hidráulica de, aproximadamente, $0,27 \text{ m}$. Cabe salientar que não existem elementos no interior do canal a jusante da calha em degraus, caracterizando, assim, uma bacia de dissipação por ressalto hidráulico tipo 1. A montante do vertedouro em degraus existe um reservatório com um trecho com extensão de 5 m para a tranquilização do escoamento. A jusante da bacia de dissipação, para controle da altura da lâmina d'água no canal, foi implantada uma comporta tipo veneziana juntamente com um tubo piezométrico com escala graduada. As figuras 50 e 51 exibem, respectivamente, um esquema simplificado e uma foto do modelo físico utilizado. As figuras 52 e 53 apresentam detalhes do vertedouro e dos degraus constituintes da calha do modelo físico. A tabela 9 apresenta um resumo das características do modelo e as características de protótipo considerando que o experimento corresponde a uma escala geométrica de 1:10.

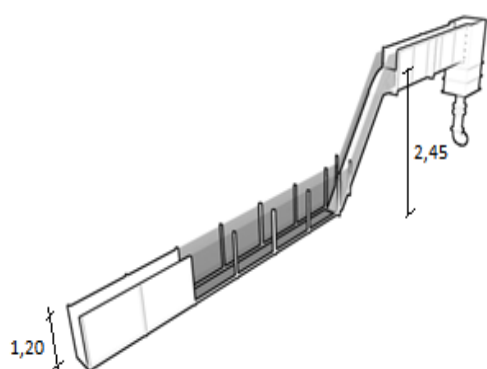


Figura 50: Esquema do modelo físico utilizado.



Figura 51: Fotografia do modelo físico utilizado.

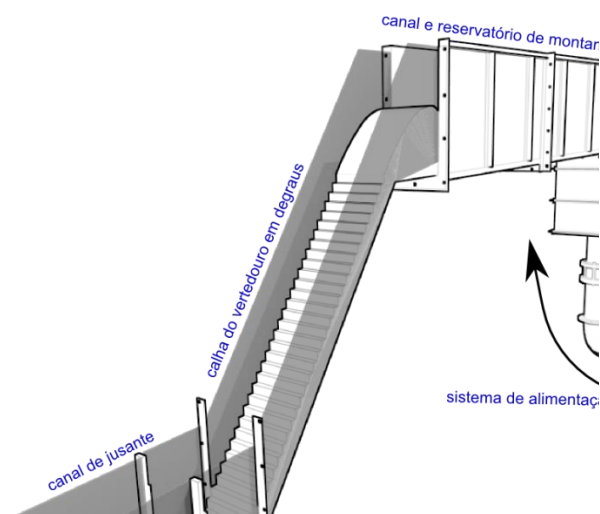


Figura 52– Detalhe do vertedouro em degraus

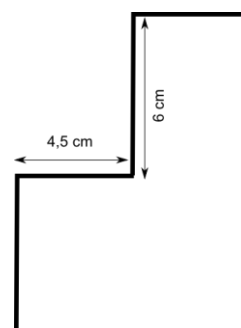


Figura 53– Detalhe dos degraus

Tabela 9: Características do modelo físico e do protótipo (fonte: elaborado pela autora)

Características	Modelo	Protótipo
Escala	1:10	1:1
Altura do vertedouro	2,45 m	24,50 m
Altura do degrau	0,06 m	0,60 m
Largura do vertedouro	0,40 m	4,00 m
Declividade	1:00V:0,75H	1,00V:0,75H
Vazões específicas	0,10 a 0,30 m ³ /s/m	3,15 a 9,5 m ³ /s/m
Carga hidráulica a montante	0,27 m	2,70 m

A alimentação do sistema foi realizada através de um reservatório inferior de aproximadamente 600 m³ e duas bombas centrífugas, com potências de 25 e 50 CV. A vazão foi controlada por inversores de frequência e foi medida através de um medidor eletromagnético da marca INCONTROL.

6.2 AQUISIÇÃO DE DADOS

As pressões instantâneas utilizadas foram medidas, em trabalho anterior³, junto ao fundo da bacia de dissipação. Foram utilizados 20 transdutores da marca Sitron, modelo SP 96, instalados em diferentes pontos a partir do final da calha em degraus, desses, 10 possuem faixa de trabalho de -1,5 a 1,5 m.c.a. e 10 possuem faixa de trabalho de -1,5 a 3,0 m.c.a. A tabela 10 apresenta as distâncias e faixas de trabalho de cada transdutor utilizado e a figura 54 apresenta um esquema da distribuição dos mesmos ao longo da bacia de dissipação.

³ Os ensaios foram realizados para o P&D intitulado Análise das Características Macroturbulentas ao Longo de um Vertedouro em Degraus e no Ressalto Hidráulico Formado a Jusante.

Tabela 10 – Características dos transdutores utilizados (elaborado pela autora)

Tomada	Distância (cm)	Faixa do transdutor (m.c.a.)	Tomada	Distância (cm)	Faixa do transdutor (m.c.a.)
1	17,4	-1,5 a 3,0	11	138,2	-1,5 a 1,5
2	27,4	-1,5 a 3,0	12	169,4	-1,5 a 1,5
3	37,4	-1,5 a 3,0	13	199,6	-1,5 a 1,5
4	53,8	-1,5 a 3,0	14	229,4	-1,5 a 1,5
5	64	-1,5 a 3,0	15	269,5	-1,5 a 1,5
6	73,9	-1,5 a 3,0	16	300,5	-1,5 a 1,5
7	84,4	-1,5 a 3,0	17	330,5	-1,5 a 1,5
8	103,8	-1,5 a 3,0	18	365	-1,5 a 1,5
9	114	-1,5 a 3,0	19	400	-1,5 a 1,5
10	129,2	-1,5 a 3,0	20	435	-1,5 a 1,5

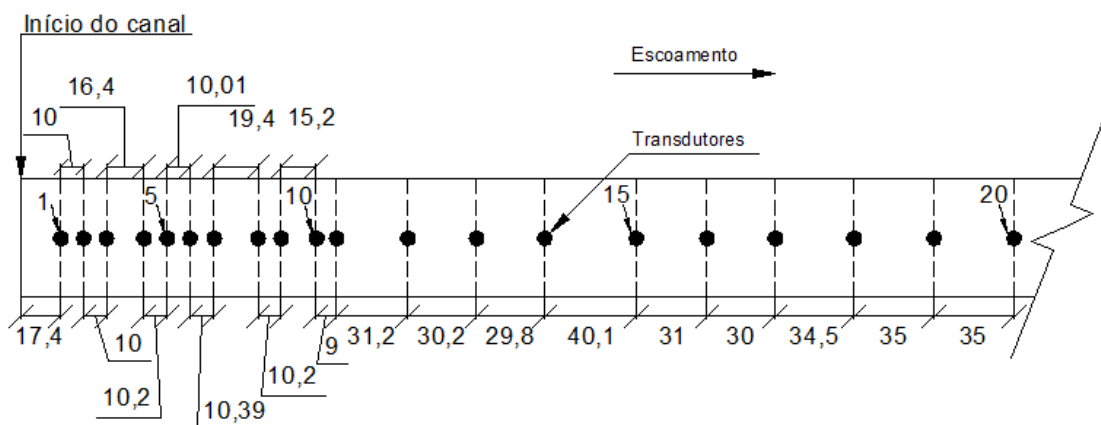


Figura 54: Distribuição em planta dos transdutores ao longo do canal, as medidas estão apresentadas em centímetros. (fonte: elaborado pela autora)

De forma a evitar possíveis efeitos de distorção ocasionados devido à conexão com mangueiras, os transdutores foram instalados, junto ao fundo do canal, através de um suporte roscável. Um conversor analógico digital da marca *National Instruments*, modelo USB-6225, com resolução digital de 16 bits e faixa admissível de tensões de -10 a 10V foi utilizado para receber os sinais dos transdutores. A frequência de aquisição

dos dados utilizada para os ensaios foi de 128 Hz e a duração foi de 15 minutos, gerando um total de 115200 pontos amostrais (por ensaio em cada tomada de pressão).

A figura 55 mostra um esquema da instalação dos transdutores e a figura 56 apresenta uma foto dos transdutores instalados na bacia de dissipação.

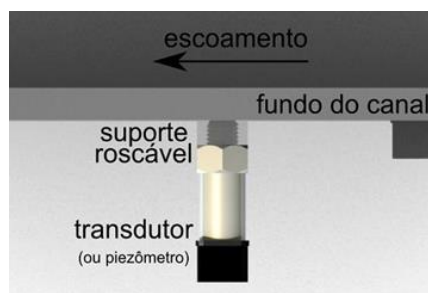


Figura 55: Esquema da instalação dos transdutores

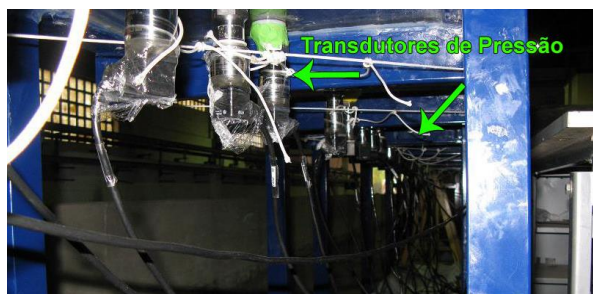


Figura 56: Imagem da instalação dos transdutores

6.3 CONSIDERAÇÕES GERAIS DE ENSAIO

Os ensaios foram realizados com cinco diferentes vazões. As vazões adotadas foram de 40, 60, 80, 100 e 110 l/s, equivalendo respectivamente a 0,100, 0,150, 0,200, 0,250 e 0,275 m³/s/m (valores de protótipo, considerando que o experimento corresponde a uma escala geométrica de 1:10). A vazão mínima foi limitada pela precisão do medidor eletromagnético de vazão e a vazão máxima foi escolhida de forma a evitar o extravasamento do canal a montante do vertedouro em degraus. Todos os ensaios foram realizados de forma que o ressalto hidráulico tivesse seu início logo após o último degrau da calha na junção com a bacia de dissipação e que a altura do nível de jusante fosse igual à altura conjugada lenta (situação de ressalto hidráulico livre). A partir da altura conjugada lenta (y_2), foi estimada a altura conjugada rápida (y_1) através da equação de Bèlanger (equação 32). A tabela 11 apresenta as características do ressalto hidráulico obtidas para cada vazão ensaiada.

Tabela 11 – Características do ressalto hidráulico (fonte: elaborado pela autora)

Q (l/s)	y_1 (mm)	V_r (m/s)	y_2 (mm)	Fr	Re ($\times 10^3$)
40	26,4	3,78	265	7,44	100
60	36,11	4,15	339	6,98	150
80	44,05	4,54	409	6,91	200
100	54,15	4,62	459	6,34	250
110	60,01	4,58	478	5,98	275

Onde:

Q = vazão (l/s)

y_1 = altura conjugada rápida (mm);

V_r = velocidade rápida (m/s);

Fr = número de Froude na entrada da bacia;

y_2 = altura conjugada lenta (m);

Re = número de Reynolds.

A figura 57 mostra os escoamentos ensaiados (a) e ensaios realizados com as mesmas vazões, porém com o ressalto hidráulico formado mais a jusante (b), onde, através de uma análise qualitativa, pode-se perceber que a profundidade normal do escoamento sobre a calha, no pé do vertedouro após a aeração e uniformização da lâmina (h_n) é maior do que a altura conjugada rápida (y_1). Sendo assim, a fim de verificar a relação entre essas duas grandezas, a altura normal do escoamento (h_n) foi calculada de acordo com a equação 16, proposta por Tozzi (1992), utilizando os fatores de resistência propostos por Stephenson (1991) (equação 18), Tozzi (1992) (equação 19) e Chamani e Rajaratnam (1999) (equação 26) e também pelo ajuste feito por Conterato (2015) apresentado na equação 29. Os resultados foram plotados em função do número de Froude e foi obtido um ajuste para o cálculo de h_n/y_r , conforme a equação 61. Sabe-se que a situação em que o ressalto hidráulico tem seu início mais para jusante do pé do vertedouro não deve ser utilizada devido à possibilidade de que o fenômeno se desloque para fora da bacia de dissipação e cause problemas de erosão, porém, para a análise da relação entre h_n e y_1 , essa situação permite uma melhor visualização e identificação das grandezas. O ajuste realizado é apresentado na figura 58.

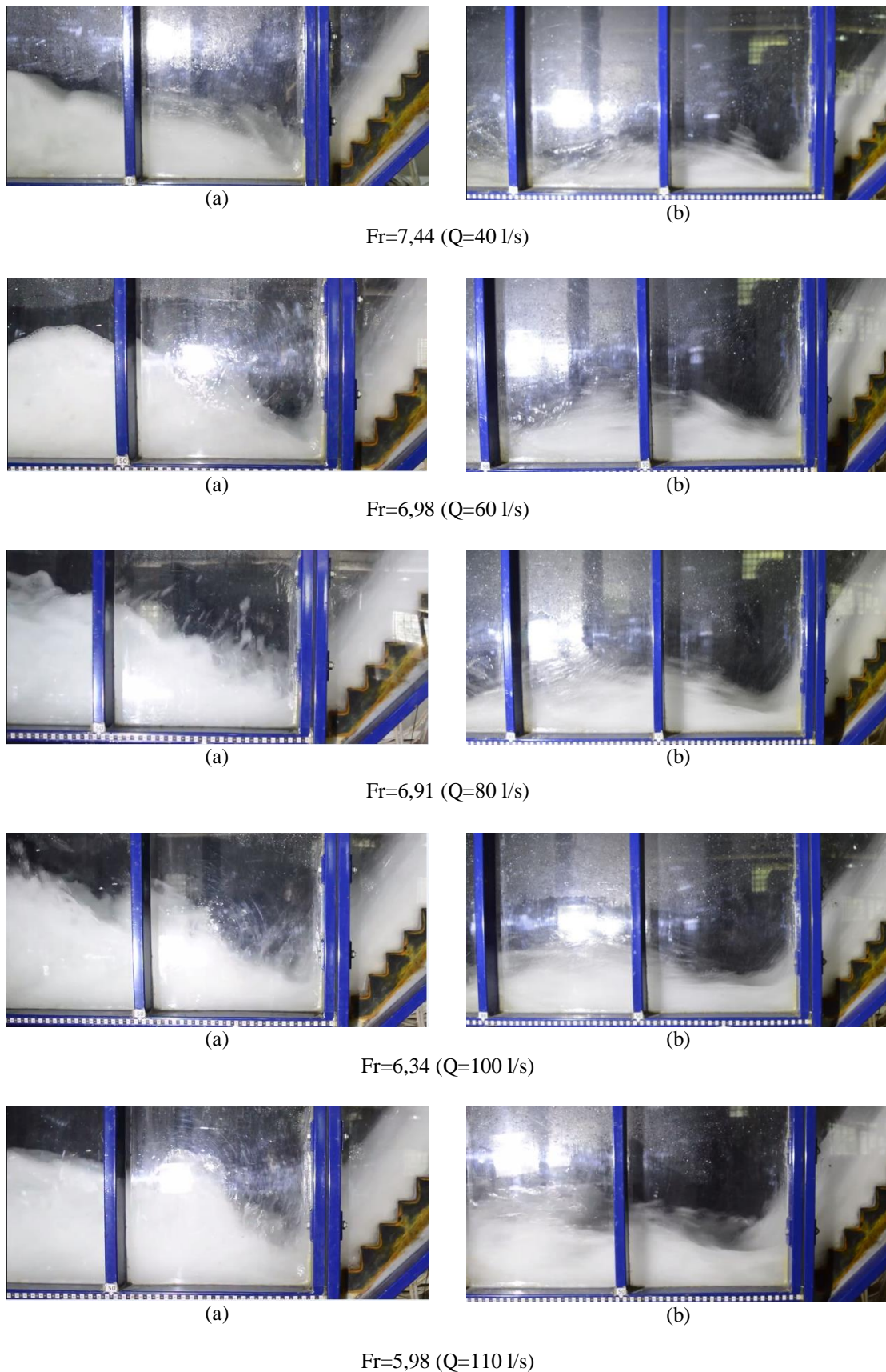


Figura 57: Imagem do escoamento para cada vazão ensaiada junto ao pé do vertedouro (a) com o ressalto hidráulico (b) sem a formação de ressalto hidráulico (fonte: elaborado pela autora)

$$h_n = \left(\frac{f \cdot q^2}{8g \cdot \text{sen} \alpha} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{Equação 16}$$

$$\frac{h_n}{k} = \frac{3}{8} F^{*4/7} \quad \text{Equação 29}$$

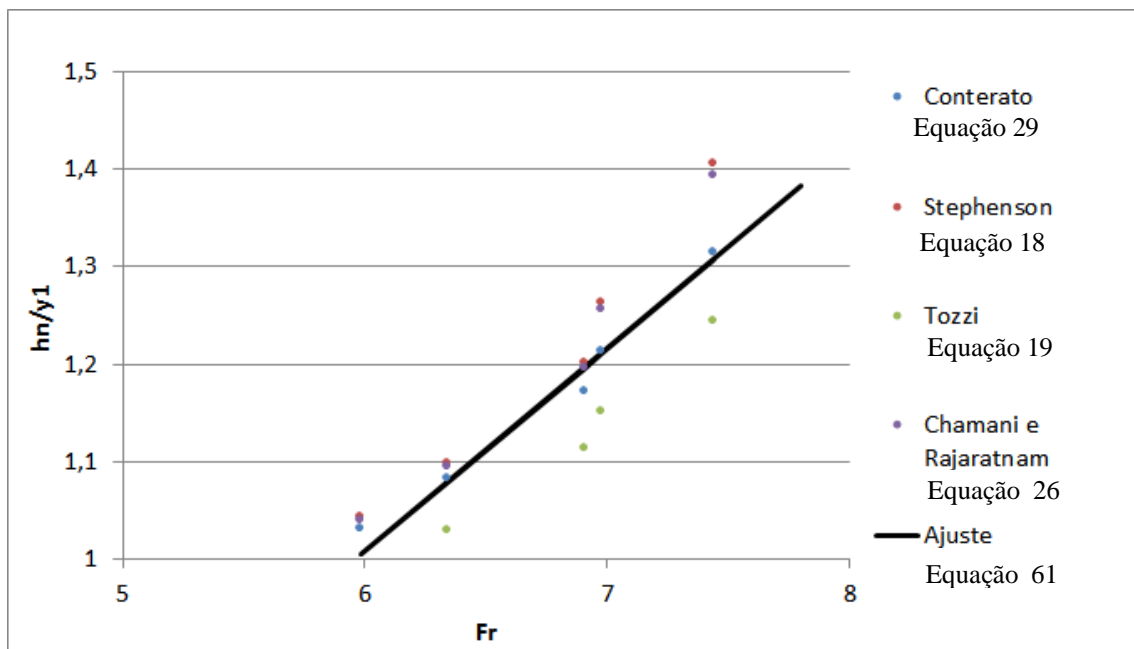


Figura 58: Altura normal do escoamento calculada de acordo com as equações propostas por diversos autores para a condição de escoamento totalmente aerado. (fonte: elaborado pela autora)

$$\frac{h_n}{y_1} = \frac{1}{8,5} * Fr^{1,2} \quad \text{Equação 61}$$

6.4 ANÁLISE DOS DADOS

A partir dos dados de pressões instantâneas obtidos em cada uma das 20 tomadas instaladas, para cada ensaio realizado, foram calculados os seguintes parâmetros estatísticos descritos nos subitens a seguir:

- a) pressão média;
- b) desvio padrão;
- c) coeficiente de assimetria
- d) coeficiente de curtose
- e) pressões com probabilidade de não excedência de 0,1%, 1,0%, 5,0%, 10%, 90%, 95%, 99% e 99,9%.
- f) coeficiente estatístico de distribuição para cada probabilidade.

6.4.1 Pressão média, flutuação de pressão, coeficiente de assimetria e coeficiente de curtose

As pressões médias, as flutuações (desvio padrão), os coeficientes de assimetria e curtose, obtidos em cada tomada, para cada ensaio, foram adimensionalizados e plotados, em função das suas posições de ocorrência, também adimensionalizadas, como proposto por Marques et al. (1997), de acordo com as equações citadas no capítulo 4 (equações 54, 55, 57 e 58). A flutuação de pressão também foi adimensionalizada através do coeficiente de flutuação de pressão, de acordo com a equação 56 citada no capítulo 5.

$$C_p = \frac{\sigma_x}{\frac{V_1^2}{2.g}} = f\left(\frac{X}{y_1}; F_{r1}\right) \quad \text{Equação 56}$$

$$\frac{P_x - y_1}{y_2 - y_1} = f\left(\frac{x}{y_2 - y_1}\right) \quad \text{Equação 54}$$

$$\frac{\sigma_x y_2}{H_t y_1} = f\left(\frac{x}{y_2 - y_1}\right) \quad \text{Equação 55}$$

$$A_d = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{(P_i - P_x)^3}{n \times \sigma_x^3} = f\left(\frac{x}{y_2 - y_1}\right) \quad \text{Equação 57}$$

$$k = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{(P_i - P_x)^4}{n - \sigma_x^4} = f\left(\frac{x}{y_2 - y_1}\right) \quad \text{Equação 58}$$

Onde:

P_x = pressão média na posição x (m.c.a.);

y_1 = altura conjugada rápida (m);

y_2 = altura conjugada lenta (m);

x = posição da tomada de pressão (m);

$\frac{\sigma_x}{H_t}$ = adimensional que relaciona a flutuação do desvio padrão da pressão em m.c.a. com a perda de carga no interior do ressalto;

H_t = total de energia dissipado no ressalto hidráulico (m);

A_d = coeficiente de assimetria;

k = coeficiente de curtose;

σ_x = desvio padrão no ponto analisado (m.c.a.);

P_x = pressão média no ponto analisado (m.c.a.);

P_i = pressão instantânea no ponto x (m.c.a.);

n = número de pressões instantâneas medidas.

6.4.2 Pressões extremas

As pressões com as diferentes probabilidades de não excedência de 0,1%, 1,0%, 5,0%, 10,0%, 90,0%, 95,0%, 99,0% e 99,9% também serão adimensionalizadas de forma análoga às pressões médias como mostra a equação 62.

$$\frac{P_{x\%} - y_1}{y_2 - y_1} = f\left(\frac{x}{y_2 - y_1}\right) \quad \text{Equação 62}$$

Onde:

$P_{x\%}$ = pressão com determinada probabilidade de não excedência na posição x (m.c.a.);

y_1 = altura conjugada rápida (m);

y_2 = altura conjugada lenta (m);

x = posição da tomada de pressão em relação ao início do ressalto hidráulico (m).

6.4.3 Coeficiente estatístico de distribuição de probabilidade

O coeficiente de distribuição de probabilidade ($N_{x\%}$), para as probabilidades de não excedência de 0,1%, 1,0%, 5,0%, 10,0%, 90,0%, 95,0%, 99,0% e 99,9% também foi calculado para cada tomada e para todas as vazões ensaiadas, através da equação 63 e foi plotado em função das distâncias adimensionais. Também foram estimados os valores das pressões extremas e comparados com os resultados obtidos por Endres (1990), Dai Prá (2011) e Souza (2012).

$$N_{x\%} = \frac{P_{x\%} - P_x}{\sigma_x} \quad \text{Equação 63}$$

Onde:

$N_{x\%}$ = coeficiente estatístico de distribuição de probabilidades.

$P_{x\%}$ = pressão com determinada probabilidade de não excedência na posição x (m.c.a.);

P_x = pressão média na posição x (m.c.a.);

σ_x = desvio padrão no ponto analisado (m.c.a.).

7. ANÁLISE E RESULTADOS

Nesse capítulo, serão apresentados os resultados das análises realizadas para a presente pesquisa.

7.1 PRESSÃO MÉDIA, FLUTUAÇÃO DE PRESSÃO, COEFICIENTE DE ASSIMETRIA E COEFICIENTE DE CURTOSE

Foram analisadas as distribuições da pressão média, da flutuação de pressão, do coeficiente de assimetria e do coeficiente de curtose ao longo do escoamento para todas as vazões adotadas. Os resultados foram comparados com os dados obtidos por Endres (1990), Marques et al. (1997), Dai Prá (2011) e Souza (2012).

Nos itens a seguir, os parâmetros estatísticos calculados são apresentados em sua forma adimensional, os valores brutos podem ser observados no Anexo A. Os resultados estão exibidos apenas até a posição adimensional 10, para melhor visualização. Essa alteração na apresentação dos dados não prejudica a análise, já que, a partir da posição adimensional 8, o ressalto hidráulico não exerce mais influência sobre o escoamento.

7.1.1 Pressão média

Os dados de pressão média, para todas as vazões ensaiadas foram medidos através dos transdutores, como foi descrito no capítulo 6, adimensionalizados através da equação 54 e foram comparados com resultados obtidos através de piezômetros.

A figura 59 mostra essa comparação onde se percebe que existe uma grande diferença entre os valores de pressão média obtidos para a tomada mais próxima do vertedouro. O que indica que o transdutor provavelmente apresentou um problema na média. Como os demais parâmetros estatísticos (desvio padrão, assimetria e curtose) apresentaram resultados com tendências semelhantes com os demais transdutores, para o ponto mais próximo do vertedouro, as pressões médias obtidas pelos transdutores foram substituídas pelos valores obtidos pelos piezômetros.

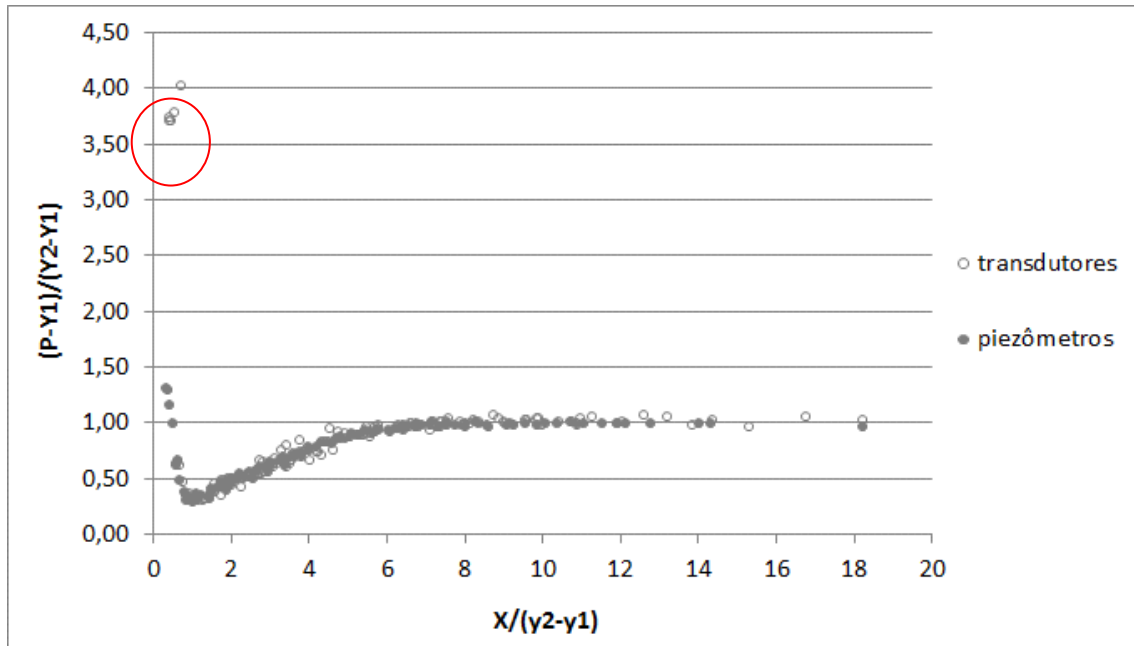


Figura 59: Dados adimensionalizados de pressões médias obtidos por transdutores e por piezômetros para todas as vazões ensaiadas (fonte: elaborado pela autora)

A figura 60 apresenta os dados obtidos para pressão média, adimensionalizados através da equação 54 para as diferentes condições de ensaio (conforme tabela 9).

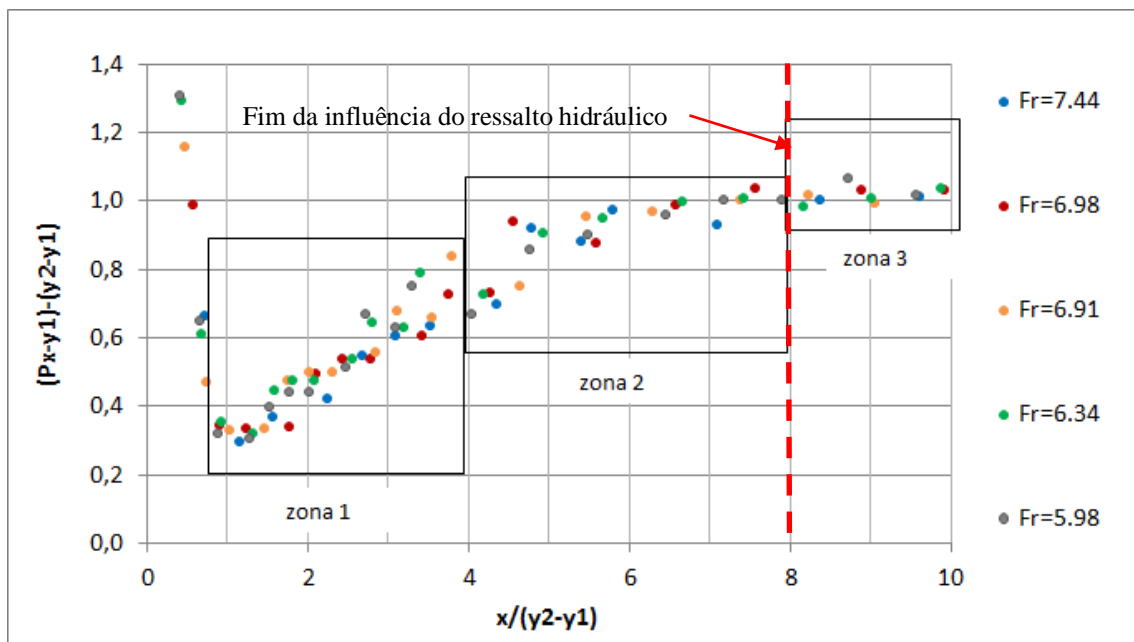


Figura 60: Dados adimensionalizados de pressões médias obtidos pelo presente estudo. (fonte: elaborado pela autora)

Analisando a figura 60, pode-se notar que o desenvolvimento longitudinal das pressões médias, para todas as condições ensaiadas, possui um comportamento semelhante. No ponto mais próximo à calha em degraus, onde ocorre o impacto da queda d'água na

bacia de dissipação se observa pressões médias mais elevadas. Além disso, nesse ponto, pode-se notar uma diferença significativa nos valores obtidos para os números de Froude estudados, sendo que, para menores números de Froude (maiores vazões) as pressões médias são maiores. Após esse ponto, até a posição aproximada de 1 ($y_2 - y_1$), ocorre uma brusca redução na pressão e, a partir de então, não mais se identificam diferenças significativas no comportamento das pressões médias obtidas independentemente do número de Froude estudado. Na sequência, até a posição de cerca de 4 ($y_2 - y_1$) (posição onde o escoamento passa a descolar do fundo, segundo Lopardo (1986) e Marques et al. (1997)), as pressões aumentam com aproximadamente o mesmo gradiente, (essa região foi identificada na figura 60 como zona 1). Depois disso, os valores de pressões médias permanecem sofrendo um aumento, porém bem mais suave até a posição de cerca de 8 ($y_2 - y_1$), região denominada zona 2. No trecho localizado entre a posição 8 ($y_2 - y_1$) e o final da bacia, compreendido pela zona 3, os valores das pressões médias oscilam sobre um valor praticamente constante (aproximadamente 1), o que permite concluir que, nessa posição, acaba a influência do ressalto hidráulico no escoamento, mesma posição onde acaba a influência exercida pelo ressalto hidráulico a jusante de uma calha lisa, segundo Teixeira (2003).

Os valores apresentados na figura 60 foram comparados aos dados obtidos por Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012) que estudaram o ressalto hidráulico a jusante de uma calha lisa. O resultado está apresentado na figura 61.

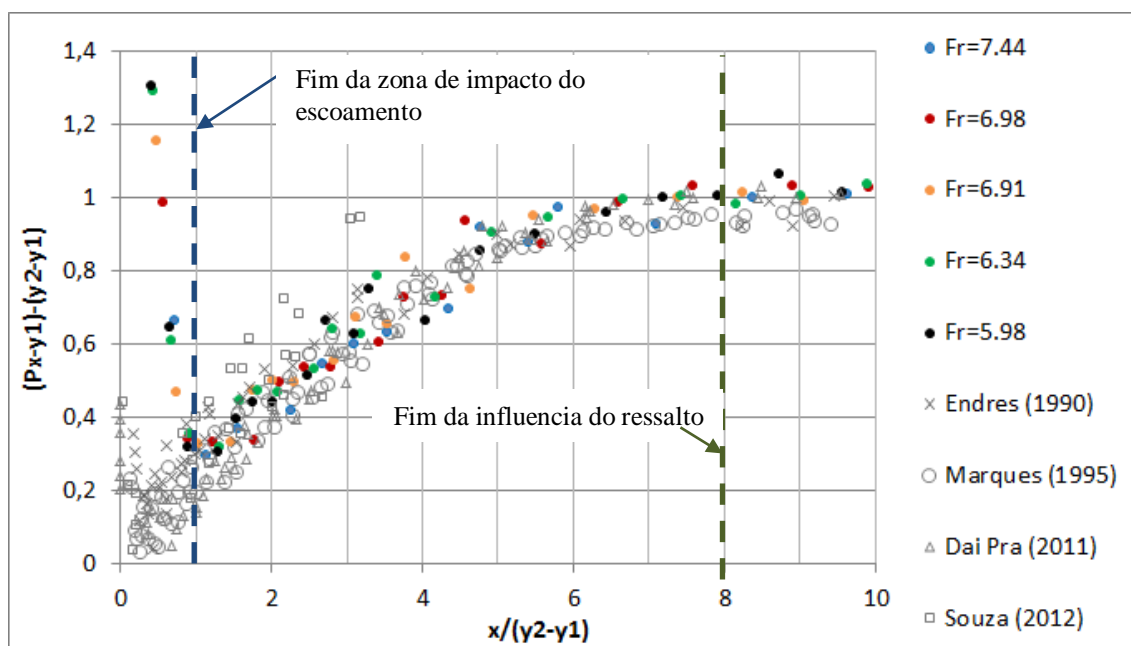


Figura 61: Dados adimensionalizados de pressões médias obtidos pelo presente estudo comparadas aos dados de Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012). (fonte: elaborado pela autora)

Através da figura 61 constata-se que, a partir da posição aproximada de $1 (y_2 - y_1)$, as pressões médias obtidas no fundo da bacia de dissipação a jusante de um vertedouro em degraus apresentam o mesmo comportamento das obtidas a jusante de uma calha lisa. Entretanto, no ponto mais próximo ao vertedouro, as pressões médias obtidas pela presente pesquisa apresentam valores significativamente mais elevados. Essa diferença pode ser justificada por existir, nos modelos estudados pelos autores citados, uma curva de concordância entre calha e bacia de dissipação que ameniza as pressões médias no início da bacia. Como, no modelo utilizado para o presente estudo, não existe essa curva de concordância, o impacto do jato d'água exerce influência nos pontos mais próximos à calha, gerando maiores pressões médias.

7.1.2 Flutuação de pressão

A figura 62 apresenta as flutuações de pressão adimensionalizadas a partir da equação 55.

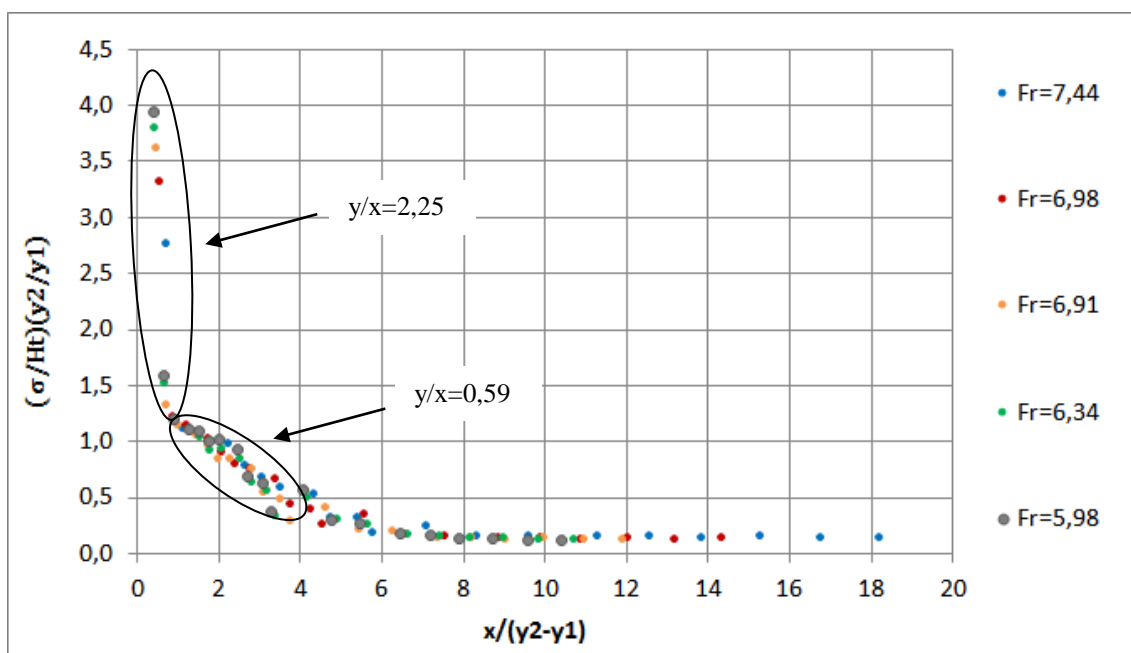


Figura 62: Dados adimensionalizados de flutuações de pressão obtidos pelo presente estudo. (fonte: elaborado pela autora)

As flutuações de pressão atingem seu valor máximo no ponto mais próximo ao encontro da calha em degraus com a bacia de dissipação. Na sequência, os valores de flutuação de pressão diminuem fortemente, com declividade, y/x , de 2,25 até a posição aproximada de 1,0 ($y_2 - y_1$). A partir desse ponto, a flutuação de pressão continua decrescendo, porém com declividade menor ($y/x = 0,59$), até a distância de, aproximadamente, 4 ($y_2 - y_1$). Da posição 4 ($y_2 - y_1$) até a posição de 6 ($y_2 - y_1$) pode-se notar um decrescimento, ainda que mais suave, nos valores. A partir desse ponto, os valores de flutuação de pressão tendem a uma estabilização atingindo um valor próximo a zero. A tabela 12 apresenta esses resultados.

Tabela 12 - Gradiente de decrescimento da flutuação de pressão adimensionalizada (parâmetro Y) em função da posição relativa no interior do ressalto (parâmetro X).

Posição	Gradiente	Observação
1,1 ($y_2 - y_1$).	2,25	Zona de impacto do escoamento
4,0 ($y_2 - y_1$).	0,47	Ponto de descolamento do escoamento
6,0 ($y_2 - y_1$).	0,18	Fim do rolo
8,0 ($y_2 - y_1$).	0,03	Fim da influência do ressalto hidráulico
>8,0 ($y_2 - y_1$).	≈ 0	Não há mais influência do ressalto hidráulico no escoamento em regime uniforme

As flutuações de pressão exibidas na figura 62 são apresentadas comparadas aos dados de Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012) na figura 63.

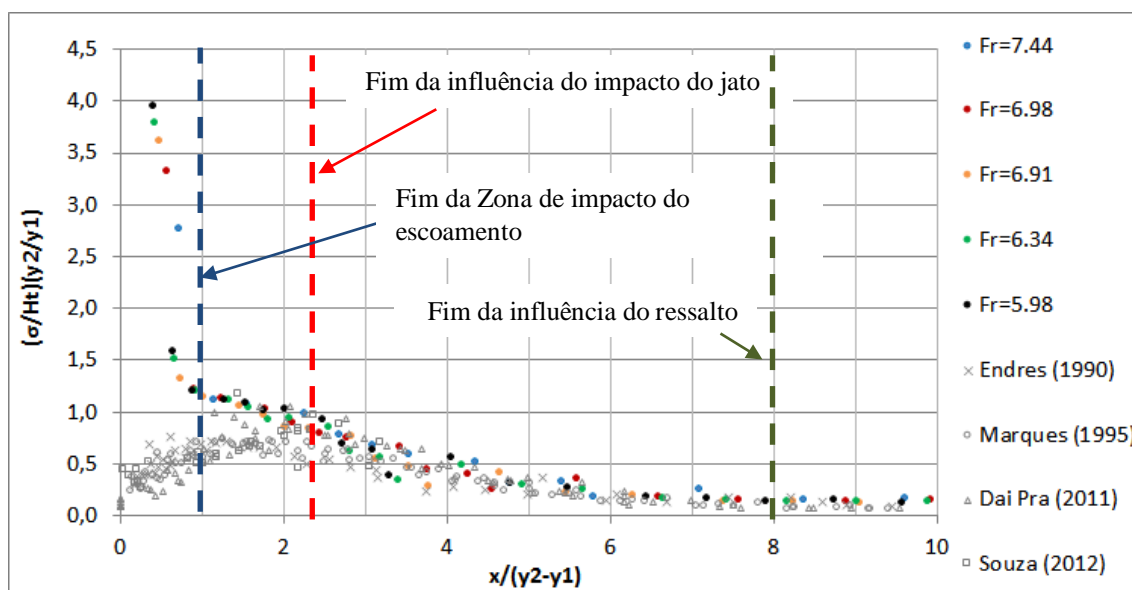


Figura 63: Dados adimensionalizados de flutuações de pressão obtidos pelo presente estudo comparadas aos dados de Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012). (fonte: elaborado pela autora)

Comparando os dados com os resultados dos demais autores, pode-se perceber que, no ponto mais próximo à calha do vertedouro, os valores obtidos pelos autores são significativamente menores do que os obtidos pela presente pesquisa. Assim como nas pressões médias, esse efeito justifica-se pela presença de raio de concordância entre vertedouro e bacia de dissipação, existente no modelo estudado por Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012). Os dados obtidos pelo presente estudo passam a coincidir com os dados dos demais autores a partir da posição de aproximadamente $2,5(y_2 - y_1)$, podendo-se concluir que, a partir dessa posição, o impacto do jato deixa de exercer influência no escoamento.

A figura 64 apresenta o coeficiente C_p calculado através da equação 56, para todas as vazões ensaiadas.

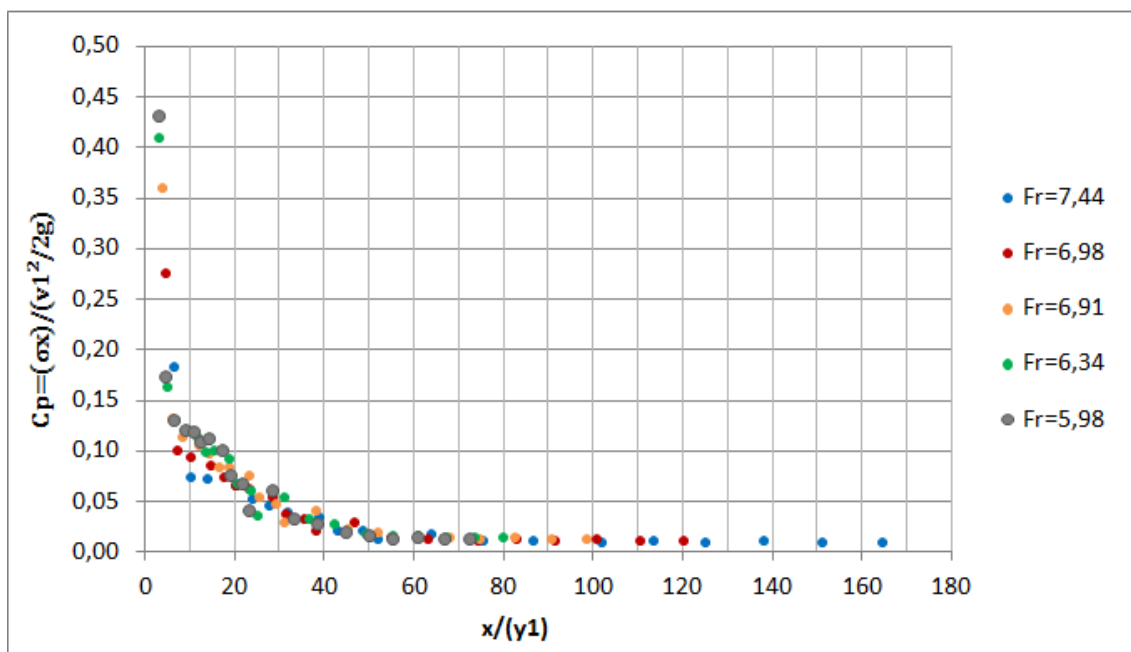


Figura 64: Dados adimensionalizados do coeficiente de flutuações de pressão (C_p) obtidos pelo presente estudo. (fonte: elaborado pela autora)

Percebe-se que os dados obtidos para o coeficiente de flutuação de pressão (C_p) apresentam um comportamento semelhante com a flutuação de pressão adimensionalizada pela equação 56. O valor máximo do C_p ocorre no ponto mais próximo ao encontro da calha em degraus com a bacia de dissipação. A partir desse ponto, os valores de flutuação de pressão diminuem bruscamente até a posição aproximada de $10 \cdot y_1$. Na sequência os dados decaem suavemente até a posição de cerca de $50 \cdot y_1$, onde o coeficiente atinge um valor próximo de 0 e, a partir de então, oscila com valores muito próximos a esse valor. A figura 65 apresenta os mesmo dados comparados aos coeficientes de flutuação de pressão obtidos para os dados de Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012).

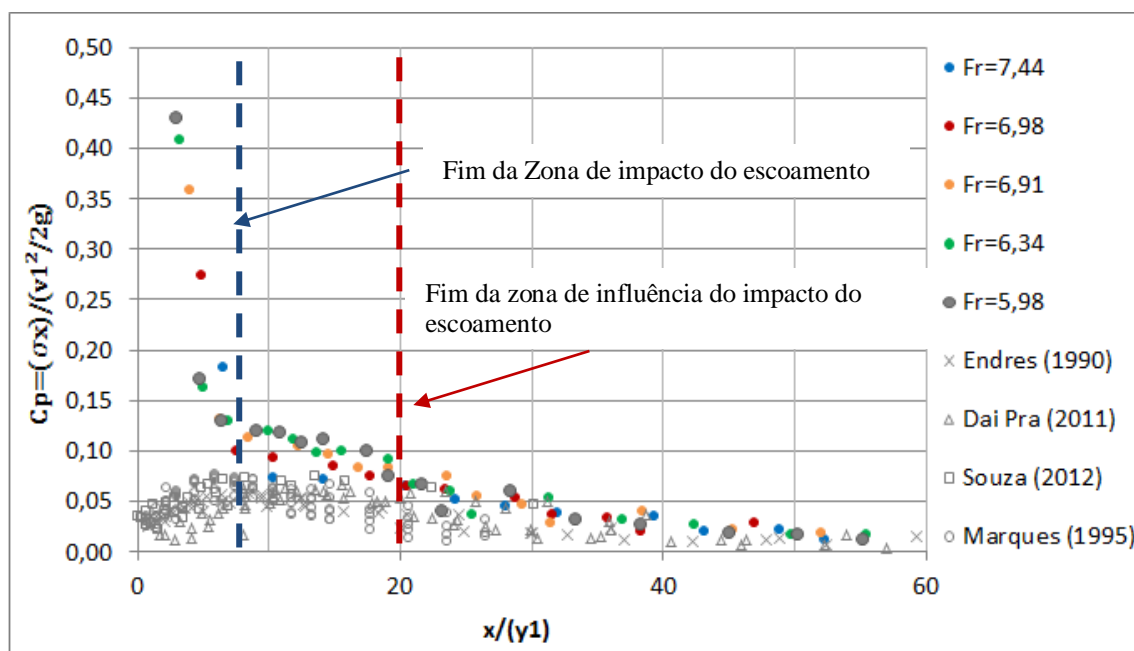


Figura 65: Dados adimensionalizados do coeficiente de flutuação de pressão obtidos pelo presente estudo comparadas aos dados de Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012). (fonte: elaborado pela autora)

Analisando a figura 65, pode-se notar que, analogamente ao que ocorre na figura 63, os coeficientes de flutuação de pressão obtidos pela presente pesquisa apresentam valores significativamente mais elevados do que os obtidos pelos outros autores para o estudo realizado com calha lisa. A partir da posição aproximada de $20.y_1$, os dados da presente pesquisa ficam muito próximos aos dos autores, porém com valores levemente superiores. A figura 66 mostra com maior detalhe a aproximação dos dados.

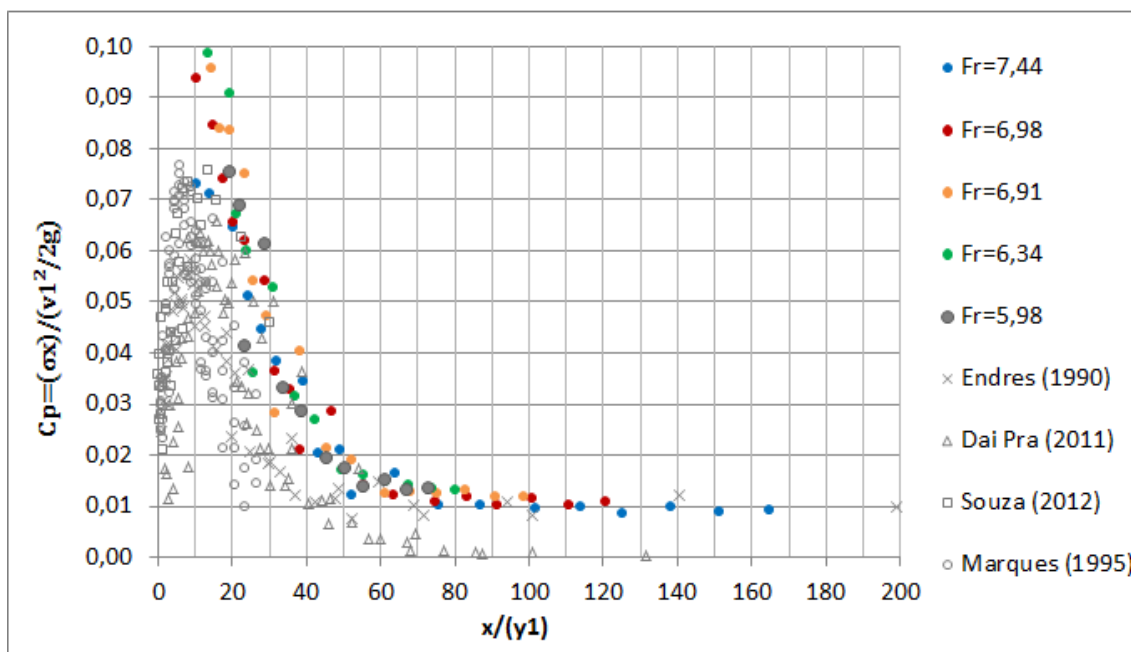


Figura 66: Detalhe dos dados adimensionalizados do coeficiente de flutuação de pressão obtidos pelo presente estudo comparadas aos dados de Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012) (fonte: elaborado pela autora)

As análises das figuras 63 e 65 permitem a suposição de que a zona de impacto do jato na bacia de dissipação seria da ordem de $\approx 8 \cdot y_1$ ou $1 \cdot (y_2 - y_1)$ e a zona de influência do jato d'água na bacia de dissipação seria da ordem de $\approx 20 \cdot y_1$ ou $\approx 2,5 (y_2 - y_1)$. A partir dessas informações, a tabela 13 foi elaborada para obtenção de uma relação entre as zonas de impacto e de influência do jato e a altura normal do escoamento sobre a calha (h_n).

Tabela 13: Zonas de impacto e influência do jato. (fonte: elaborada pela autora)

Fr	y_1	y_2	h_n	Zona de impacto do jato		Zona de Influência do jato		Zona de impacto do jato		Zona de Influência do jato	
				$1 \cdot (y_2 - y_1)$	$8 \cdot (y_1)$	$2,5 \cdot (y_2 - y_1)$	$20 \cdot (y_1)$	$\frac{1 \cdot (y_2 - y_1)}{h_n}$	$\frac{8 \cdot (y_1)}{h_n}$	$\frac{2,5 \cdot (y_2 - y_1)}{h_n}$	$\frac{20 \cdot (y_1)}{h_n}$
7,44	0,026	0,27	0,035	0,24	0,21	0,60	0,53	6,90	6,12	17,26	15,30
6,98	0,036	0,34	0,044	0,30	0,29	0,76	0,72	6,93	6,61	17,31	16,51
6,91	0,044	0,41	0,053	0,36	0,35	0,91	0,88	6,92	6,69	17,31	16,51
6,34	0,054	0,46	0,058	0,40	0,43	1,01	1,08	6,93	7,1	17,32	18,53
5,98	0,060	0,48	0,060	0,42	0,48	1,04	1,20	6,92	7,95	17,31	19,88
Média:								6,9		17,3	

A partir da tabela acima, pode-se constatar que, em relação a h_n , a zona de impacto do jato ocorre até $\approx 6,9 \cdot h_n$ e a zona de influência do jato até $\approx 17,3 \cdot h_n$.

7.1.3 Coeficiente de assimetria

A figura 67 apresenta a distribuição longitudinal da assimetria obtida pelo presente estudo em função da posição adimensionalizada.

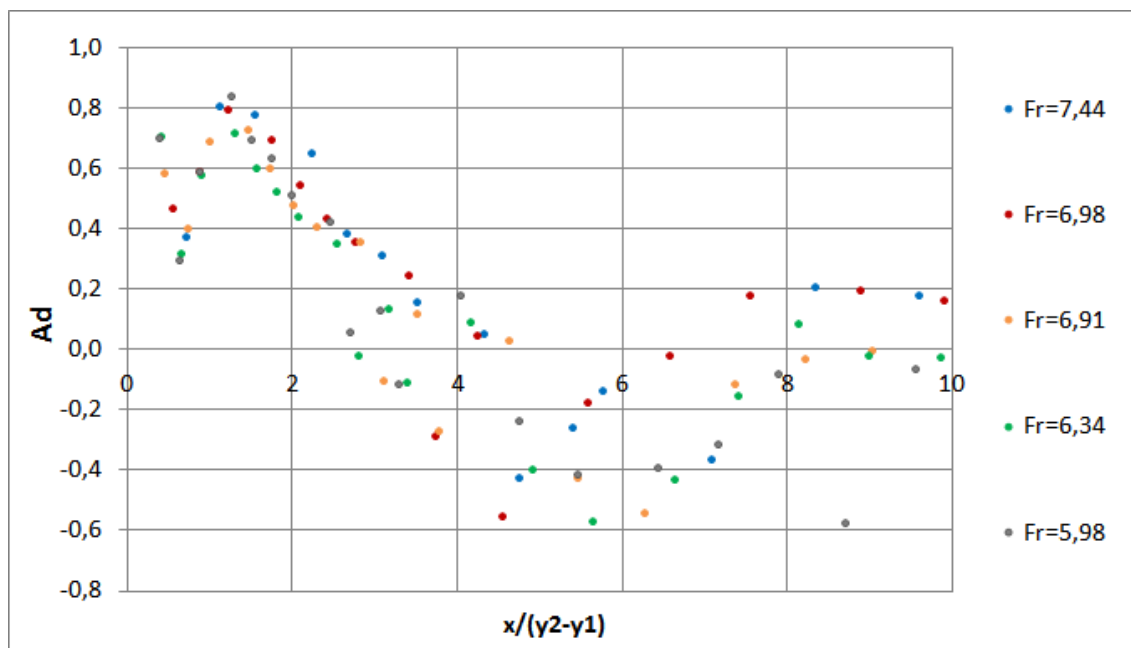


Figura 67: Distribuição do coeficiente de assimetria em função da distância adimensionalizada (fonte: elaborado pela autora)

Pode-se observar, de acordo com a figura 67, que desde o primeiro ponto próximo à calha do vertedouro até a posição aproximada de 4 ($y_2 - y_1$) o coeficiente de assimetria é positivo. Esse fato é justificado pelas altas pressões instantâneas geradas devido ao impacto do jato d'água na bacia. Marques et al. (1997) salienta que, na posição 4 ($y_2 - y_1$), o escoamento começa a se separar do fundo do canal gerando pressões extremas menores e, por consequência, o valor do coeficiente de assimetria passa a assumir valores negativos. O valor mínimo do coeficiente de assimetria é encontrado na posição de cerca de 6 ($y_2 - y_1$), que, segundo Marques et al. (1997), coincide com o final do rolo do ressalto hidráulico, nesse ponto devem ser mais significativas as componentes verticais da velocidade e as pressões extremas menores do que a média predominam sobre as maiores.

Após a posição 6 ($y_2 - y_1$), o coeficiente de assimetria cresce até a posição aproximada de 8 ($y_2 - y_1$), onde o coeficiente atinge, novamente, o valor zero. Nesse ponto, há a influência tanto de pressões extremas maiores que a média, geradas pelas flutuações de pressão do ressalto, como pressões extremas menores, que são geradas pelo descolamento do escoamento do fundo da bacia. A partir desse ponto o escoamento começa a ficar paralelo ao fundo do canal e, conseqüentemente o coeficiente de assimetria tende a ficar no entorno do valor zero.

Os coeficientes de assimetria exibidos na figura 67 são apresentados comparados aos dados de Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012) na figura 68.

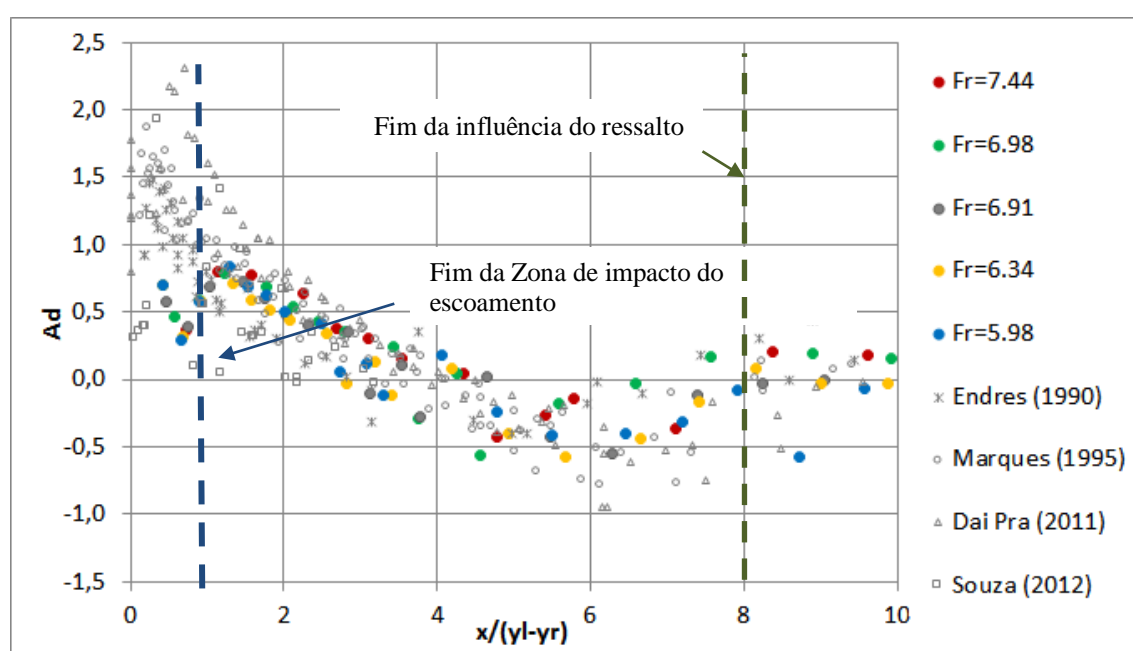


Figura 68: Dados de coeficiente de assimetria obtidos pelo presente estudo comparadas aos dados de Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012) (fonte: elaborado pela autora)

Pode-se observar, de acordo com a figura 68, que os dados obtidos pelo presente trabalho apresentam uma tendência semelhante à dos dados obtidos pelos demais autores. A maior diferença é observada na posição mais próxima ao vertedouro (posição que sofre a influência do impacto do jato na presente pesquisa). Nessa posição, os dados dos demais autores apresentam valores de coeficiente de assimetria mais elevados do que os obtidos pela presente pesquisa, provavelmente pela existência do raio de concordância entre a estrutura e o fundo do canal.

7.1.4 COEFICIENTE DE CURTOSE

A figura 69 apresenta os resultados obtidos para a distribuição longitudinal do coeficiente de curtose resultante do presente estudo em função da distância adimensionalizada.

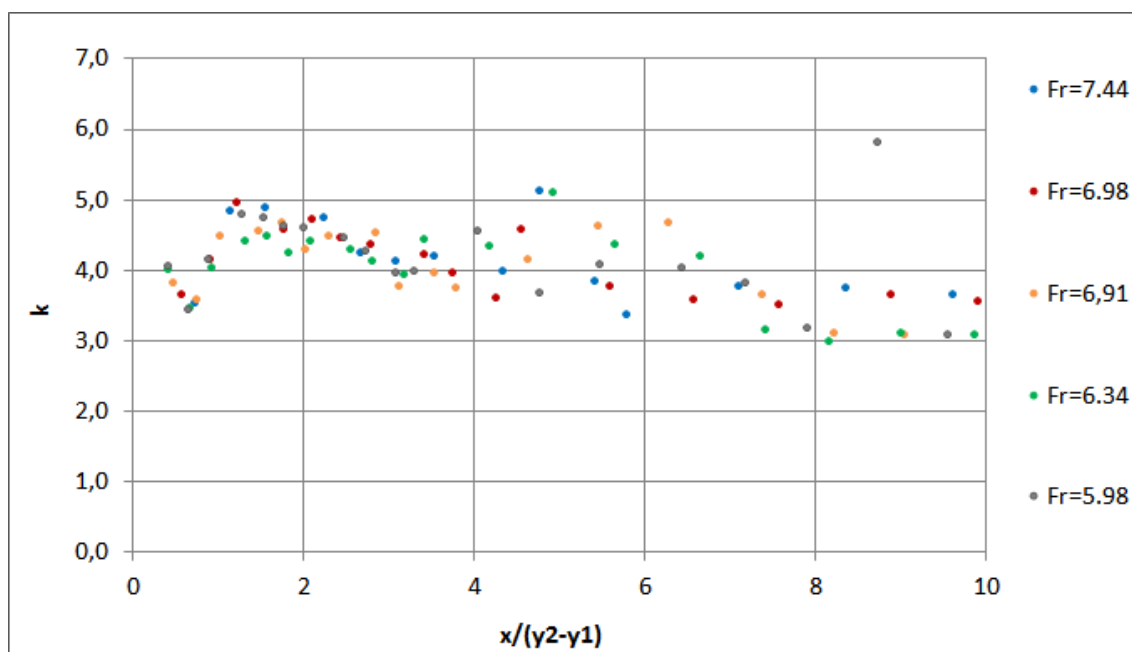


Figura 69: Distribuição do coeficiente de curtose em função da posição bruta (fonte: elaborado pela autora)

Observando a figura 69 nota-se que os valores do coeficiente de curtose, ao longo da bacia de dissipação, apresentam uma variação de 3,0 a 6,0 (o valor próximo a 6,0 observado para o número de Froude de 5,98, próximo da posição de $8,5.(y_2 - y_1)$ destoa dos demais pontos e pode representar um erro na aquisição de dados).

Na parte inicial da bacia de dissipação, os valores do coeficiente de curtose obtidos para esta pesquisa variam entre 3,5 e 4,0 até a posição de aproximadamente $1.(y_2 - y_1)$.

A partir da posição de $1.(y_2 - y_1)$ até a posição $4.(y_2 - y_1)$, os valores de coeficiente de curtose variam de valores ligeiramente inferiores a 4,0 a 5,0. Depois disso, até a posição adimensional $6.(y_2 - y_1)$, os resultados de coeficiente de curtose tornam-se mais dispersos, assumindo valores de 3 até valores um pouco maiores que 5. A partir da posição de $6.(y_2 - y_1)$, os dados obtidos sofrem uma redução gradual e, a partir da posição de cerca de $8.(y_2 - y_1)$ tendem ao valor de 3, indicando o final do ressalto.

Os coeficientes de curtose exibidos na figura 69 são apresentados comparados aos dados de Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012) na figura 70.

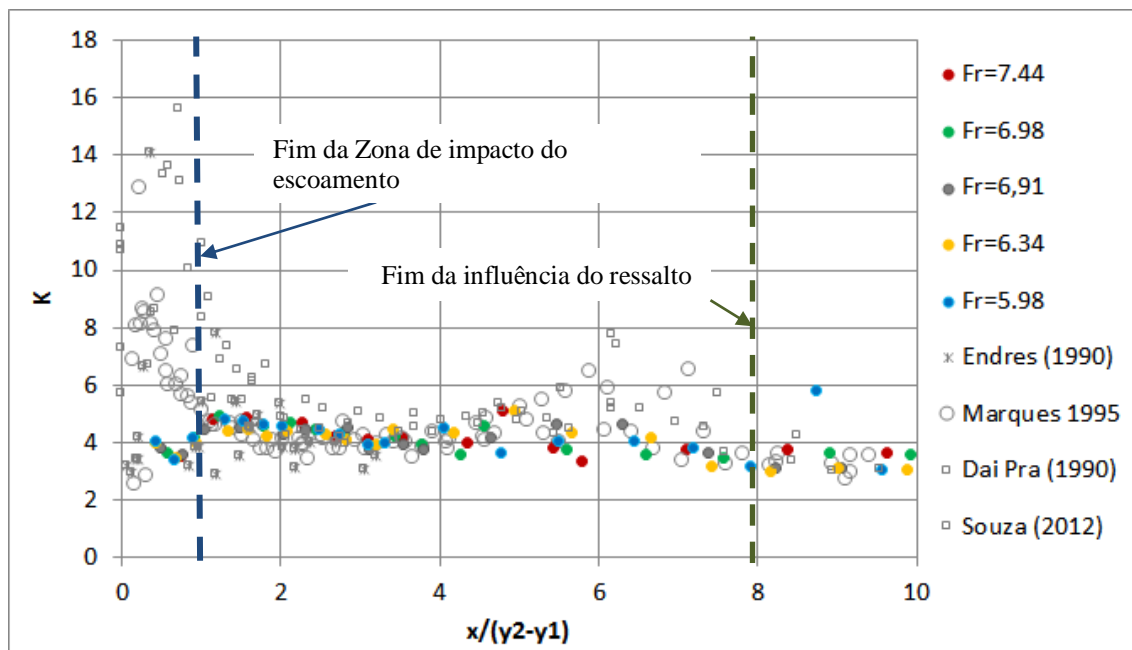


Figura 70: Dados de coeficiente de curtose obtidos pelo presente estudo comparadas aos dados de Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012) (fonte: elaborado pela autora)

Na parte inicial da bacia de dissipação, os valores do coeficiente de curtose obtidos para a presente pesquisa diferem significativamente dos valores encontrados por Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012), que, nessa faixa, apresentam uma maior dispersão, além de atingirem valores bem mais altos.

A partir da posição de $1.(y_2 - y_1)$ até a posição $4.(y_2 - y_1)$ os dados obtidos na presente pesquisa seguem a mesma tendência dos resultados apresentados pelos autores. Da posição de $4.(y_2 - y_1)$ até a posição de $6.(y_2 - y_1)$, os dados dos demais autores, novamente, apresentam valores mais altos e mais dispersos do que os obtidos pela presente pesquisa. Depois da posição 8 os valores da presente pesquisa passam a apresentar o mesmo comportamento dos obtidos pelos autores.

7.2 PRESSÕES EXTREMAS

As pressões extremas com as probabilidades de não excedência de 0,1%, 1,0%, 5,0%, 10,0%, 90,0%, 95,0%, 99,0% e 99,9% foram determinadas e adimensionalizadas de acordo com a equação 62. A figura 71 apresenta as pressões extremas obtidas pelo presente trabalho.

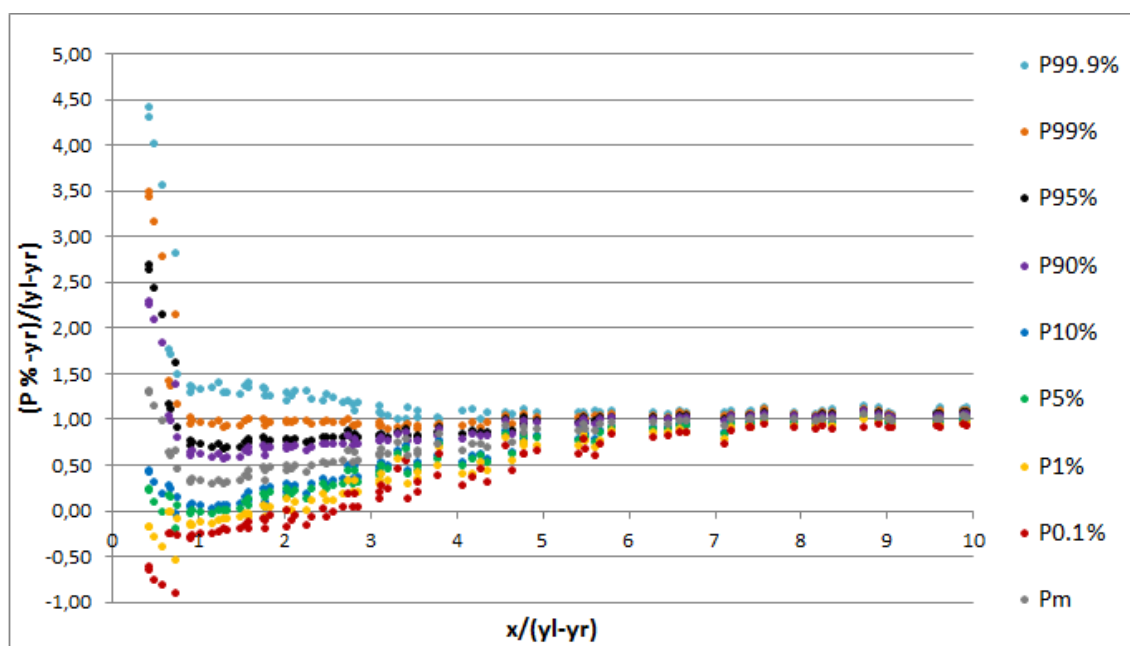


Figura 71: Distribuição do coeficiente de curtose em função da posição adimensionalizada (fonte: elaborado pela autora)

A partir da figura 71 pode-se perceber que as pressões extremas máximas, como foram denominadas pela presente pesquisa as probabilidades de não excedência de 90,0%, 95,0%, 99,0% e 99,9%, apresentam valores superiores à pressão média, sendo que, o valor mais alto é encontrado no ponto mais próximo ao pé do vertedouro. Opostamente, as pressões extremas mínimas, como foram denominadas pela presente pesquisa as probabilidades de não excedência de 0,1%, 1,0%, 5,0% e 10,0%, apresentam valores inferiores aos valores da pressão média, sendo que, na posição mais próxima ao vertedouro, é observado o menor valor atingido. Aproximadamente na posição adimensional de $1.(y_2 - y_1)$, as pressões extremas positivas sofrem uma redução brusca, enquanto as extremas negativas sofrem um aumento significativo. A partir desse ponto as pressões extremas positivas diminuem conforme a distância em relação ao pé do vertedouro aumenta e as pressões extremas negativas aumentam, ambas tendendo aos valores de pressão média. Da posição de $8.(y_2 - y_1)$ em diante, nota-se

que as pressões extremas oscilam com valores próximos aos das pressões médias, sendo que as pressões extremas máximas apresentam valores ligeiramente superiores aos valores médios e as pressões extremas mínimas apresentam valores levemente inferiores.

Pode-se observar, também, que os valores aumentam conforme a probabilidade de não excedência aumenta e que os valores diminuem conforme a probabilidade de não excedência diminui. Sendo assim, os valores mais elevados obtidos correspondem às probabilidades de não excedência mais altas e os menores valores correspondem às probabilidades de não excedência mais baixas.

A seguir estão apresentados, detalhadamente, os resultados adimensionalizados para as pressões extremas com probabilidade de não excedência de 0,1% e de 99,9%. As pressões com as demais probabilidades de não excedência bem como os dados brutos obtidos estão disponíveis para análise no anexo B. A figura 72 apresenta os dados adimensionalizados obtidos pela presente pesquisa para as pressões com probabilidade de não excedência de 0,1% e 99,9% comparados com os dados de pressão média através do ajuste realizado por Conterato (2015) para os mesmos dados estudados pela presente pesquisa.

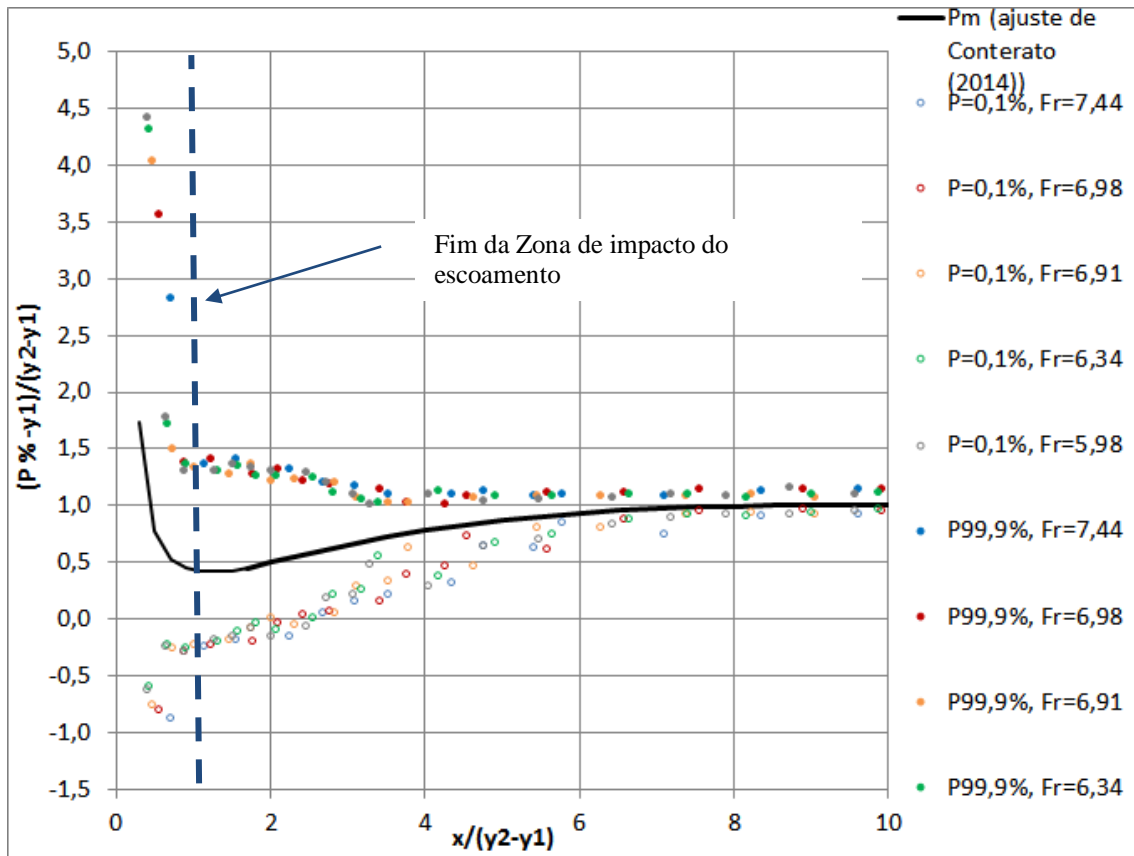


Figura 72: Dados adimensionalizados das pressões com probabilidade de não excedência de 0,1% e 99,9%. (fonte: elaborado pela autora)

A partir da figura 72, nota-se que as pressões com probabilidade de não excedência de 0,1% atingem valores menores e com maior amplitude em relação à pressão média na posição mais próxima ao pé do vertedouro (provavelmente devido à incidência do escoamento no fundo do canal), atingindo valores negativos até a posição aproximada de $2 \cdot (y_2 - y_1)$, chegando a valores próximos a $-1,0 \cdot (P_{0,1\%} - y_1) / (y_2 - y_1)$, o que pode indicar zonas sujeitas a baixas pressões, que podem estar associadas a processos de erosão ou cavitação. A partir dessa posição, as pressões assumem valores positivos se elevando até a posição de cerca de $8 \cdot (y_2 - y_1)$, onde começam a oscilar com valores muito próximos ao valor adimensional 1,0, ainda que levemente inferiores.

Observando as pressões com probabilidade de não excedência de 99,9%, nota-se que os valores mais altos e mais discrepantes em relação aos valores médios também ocorrem na região mais próxima ao vertedouro, o que pode ser justificado devido ao impacto da água na bacia de dissipação. Após o primeiro ponto a partir do vertedouro, ocorre uma redução brusca de pressões na posição aproximada de $1 \cdot (y_2 - y_1)$ e, depois desse ponto, as pressões seguem tendo seu valor reduzido até a posição de aproximadamente

$8.(y_2 - y_1)$, onde os valores alcançam valores muito próximos à média, embora ligeiramente superiores.

A figura 73 apresenta as pressões extremas com probabilidades de não excedência de 0,1% e 99,9% comparadas com as mesmas pressões obtidas por Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012) e com a pressão média através do ajuste feito por Conterato (2014).

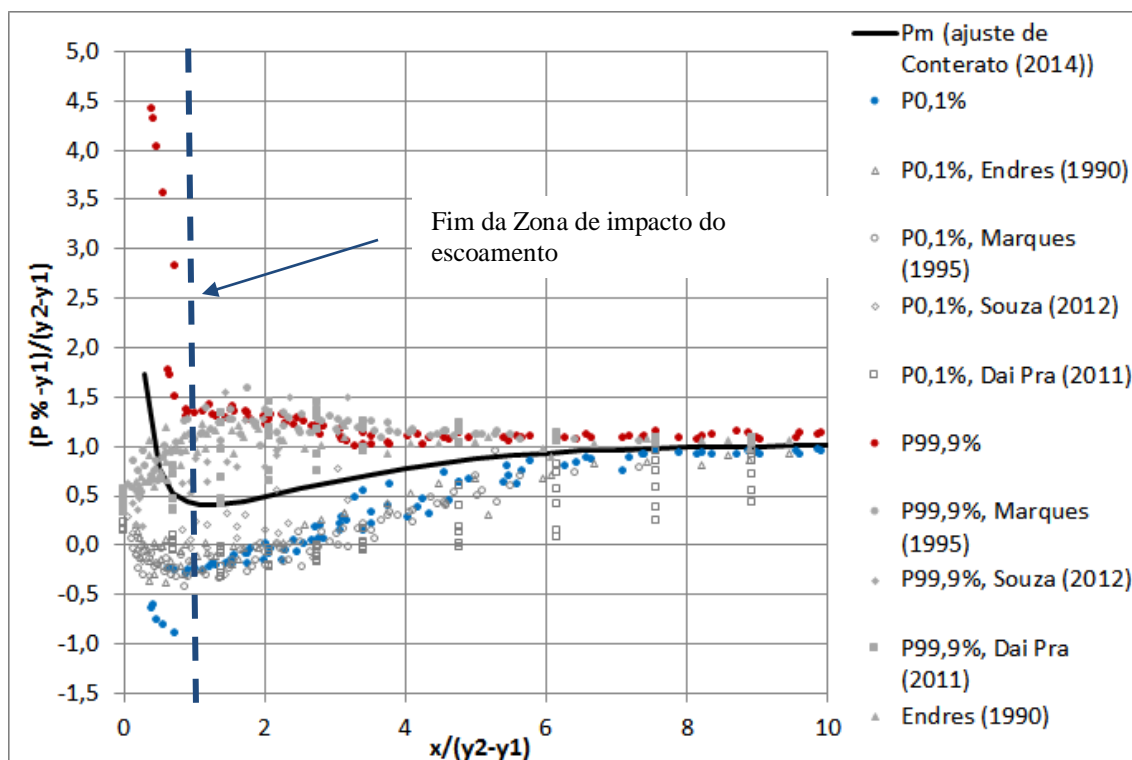


Figura 73: Dados adimensionalizados das pressões com probabilidade de não excedência de 0,1% e 99,9% comparados com outros autores. (fonte: elaborado pela autora)

As pesquisas realizadas pelos autores com os quais os dados obtidos pela presente pesquisa foram comparados foram realizadas em modelos onde existia um raio de concordância entre a calha (lisa) e a bacia de dissipação. Sendo assim, percebe-se que, no ponto mais próximo ao vertedouro, tanto as pressões extremas com probabilidade de não excedência de 0,1% como de 99,9%, apresentam diferenças significativas em relação aos estudos realizados pelos autores. Porém, a partir da posição aproximada de de 1 ($y_2 - y_1$), local onde não existem mais os esforços provocados pelo impacto do jato de água na bacia, os dados obtidos pela presente pesquisa passam a apresentar comportamento muito semelhantes aos obtidos em calha lisa pelos autores.

A fim de verificar a amplitude máxima das pressões em relação ao desvio padrão e à pressão média, as equações 64 e 65 foram aplicadas aos dados. Os resultados são apresentados nas figuras 74 e 75.

$$\frac{P_{99,9\%x} - P_{0,1\%x}}{\sigma} = f\left(\frac{x}{y_2 - y_1}\right) \quad \text{Equação 64}$$

$$\frac{P_{99\%x} - P_{0,1\%x}}{P_m} = f\left(\frac{x}{y_2 - y_1}\right) \quad \text{Equação 65}$$

Onde:

$P_{99,9\%x}$ = pressão com 99,9% de probabilidade de não excedência na posição x ;

$P_{0,1\%x}$ = pressão com 0,1% de probabilidade de não excedência na posição x ;

y_1 = altura conjugada rápida;

y_2 = altura conjugada lenta.

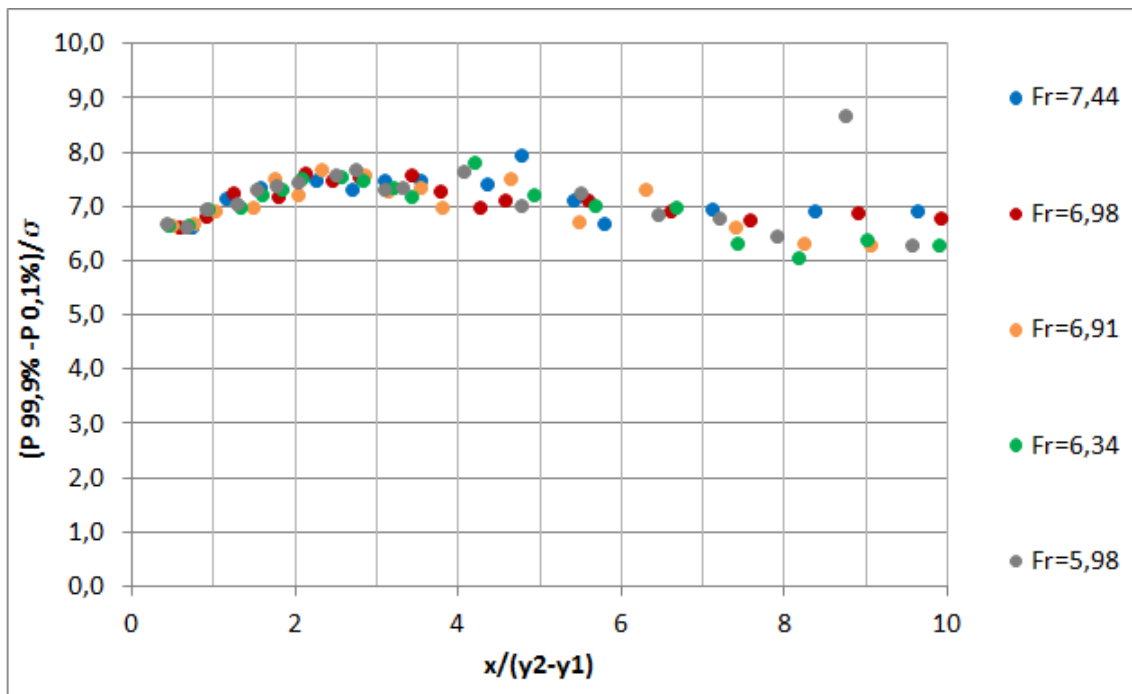


Figura 74: Amplitude máxima de pressão em relação ao desvio padrão. (fonte: elaborado pela autora)

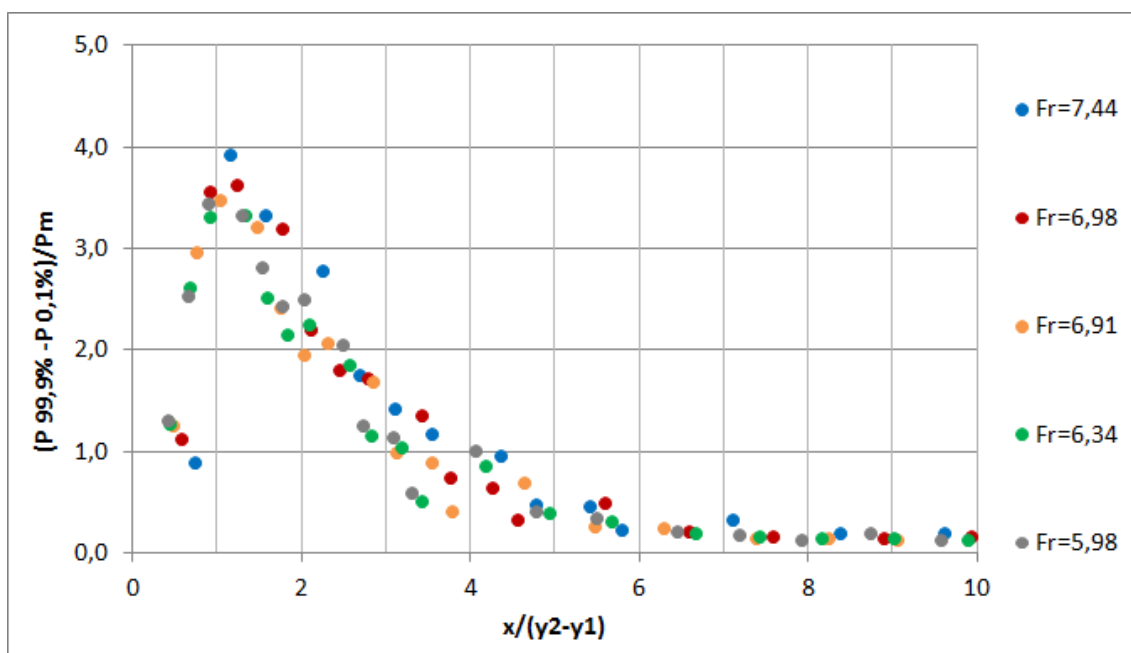


Figura 75: Amplitude máxima de pressão em relação à pressão média. (fonte: elaborado pela autora)

A partir da figura 74 percebe-se que a amplitude de pressão oscila entre $6.\sigma$ e $8.\sigma$. A figura 75 mostra que a amplitude de pressão sobe de $1.P_m$, a $4.P_m$ até a posição aproximada de $1 (y_2 - y_1)$, depois disso, as amplitudes decaem até valores próximos a $0.P_m$ na posição de, aproximadamente, $6 (y_2 - y_1)$.

7.3 COEFICIENTE ESTATÍSTICO DE DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE

O coeficiente estatístico de distribuição de probabilidade ($N_{x\%}$) foi calculado para as diversas probabilidades de não excedência estudadas. A figura 76 apresenta os resultados obtidos para todos os ensaios realizados para as probabilidades de 0,1%, 1,0%, 5,0%, 10,0%, 90,0%, 99,0% e 99,9% de serem inferiores a um certo valor.

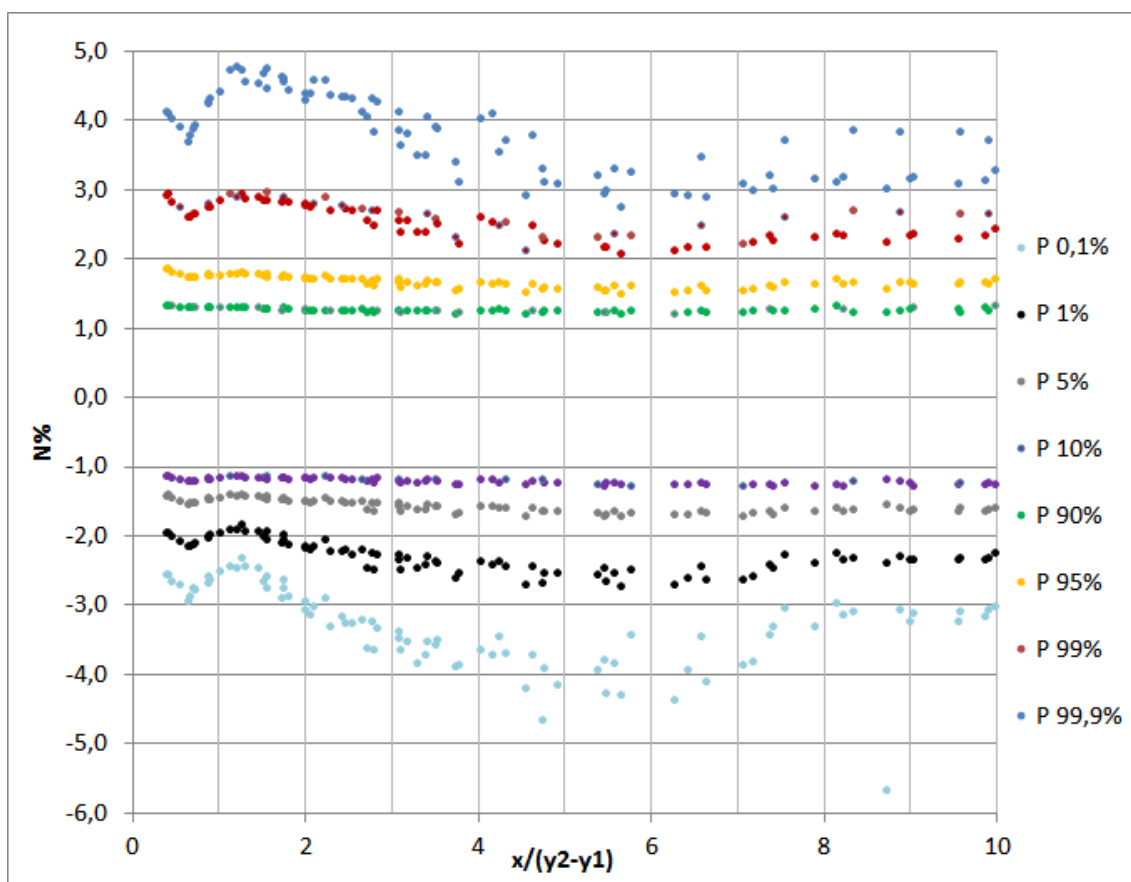


Figura 76: Coeficiente estatístico de probabilidade em função da distância adimensional para todas as vazões ensaiadas. (fonte: elaborado pela autora)

A partir da figura 76 pode-se perceber que, para as probabilidades extremas máximas (superiores a 90%), os coeficientes estatísticos de probabilidade, N , apresentam valores positivos e, para as pressões extremas mínimas (inferiores a 10%), o coeficiente N assume valores negativos. Além disso, constata-se que, para as probabilidades mais afastadas da média (máximas e mínimas), os coeficientes N apresentam valores mais extremos, e mais dispersos, com maior variação à medida que aumenta a distância adimensional.

A figura 77 apresenta, especificamente, os coeficientes N obtidos para as pressões com probabilidade de não excedência de 0,1% e 99,9%, para cada número de Froude estudado. No anexo C são apresentados esses mesmos dados para as demais probabilidades estudadas.

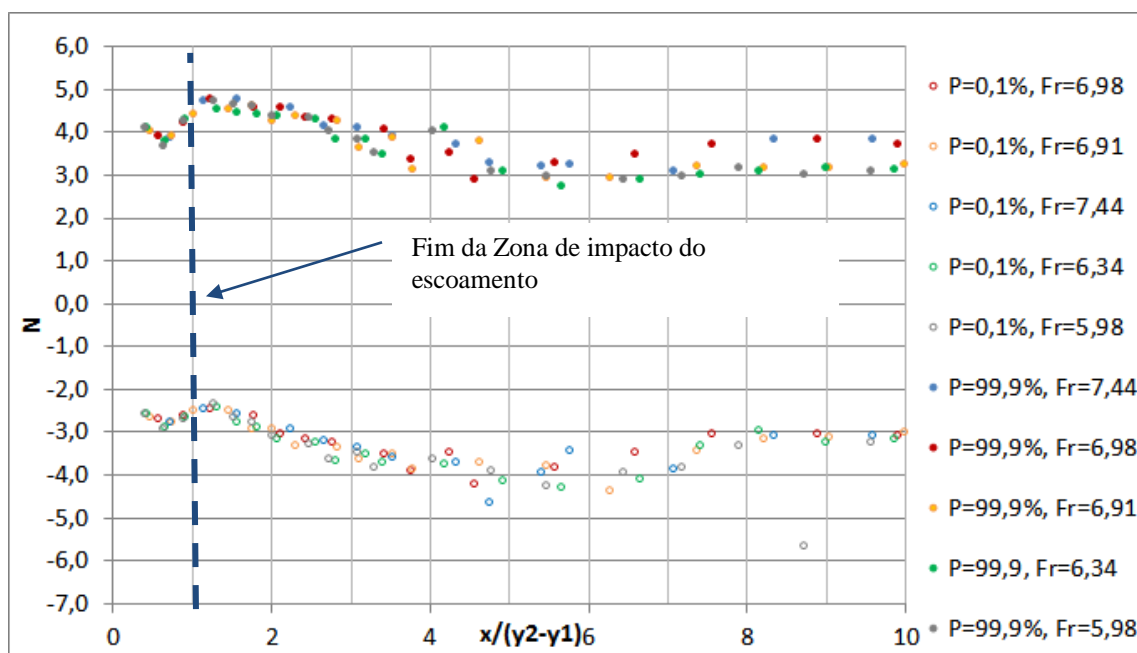


Figura 77: Coeficiente estatístico de probabilidade em função da distância adimensional para todos os ensaios realizados. (fonte: elaborado pela autora)

Para as probabilidades de não excedência de 0,1%, os valores do coeficiente N chegaram a atingir valores menores que $-4,0$ para as posições entre $4.(y_2 - y_1)$ e $6.(y_2 - y_1)$ e valores em torno de $-2,5$ para a posição aproximada de $1.(y_2 - y_1)$. A partir da posição de cerca de $8.(y_2 - y_1)$, os valores de N tendem a atingir um equilíbrio no valor aproximado de -3 . Para as probabilidades de não excedência de 99,9% o coeficiente alcançou valores maiores de $4,0$ entre as posições de $1.(y_2 - y_1)$ e $3.(y_2 - y_1)$. O menor valor alcançado foi ligeiramente inferior a 3 na posição em torno de $6.(y_2 - y_1)$. A partir da posição 8 os dados tendem a uma estabilização com valores de N variando entre 3,0 e 4,0.

A figura 78 apresenta os mesmos dados comparados aos dados de Endres (1990), Dai Prá (2011) e Souza (2012). Os coeficientes estatísticos de probabilidade, N dos dados de Endres (1990) foram calculados por Teixeira (2003)

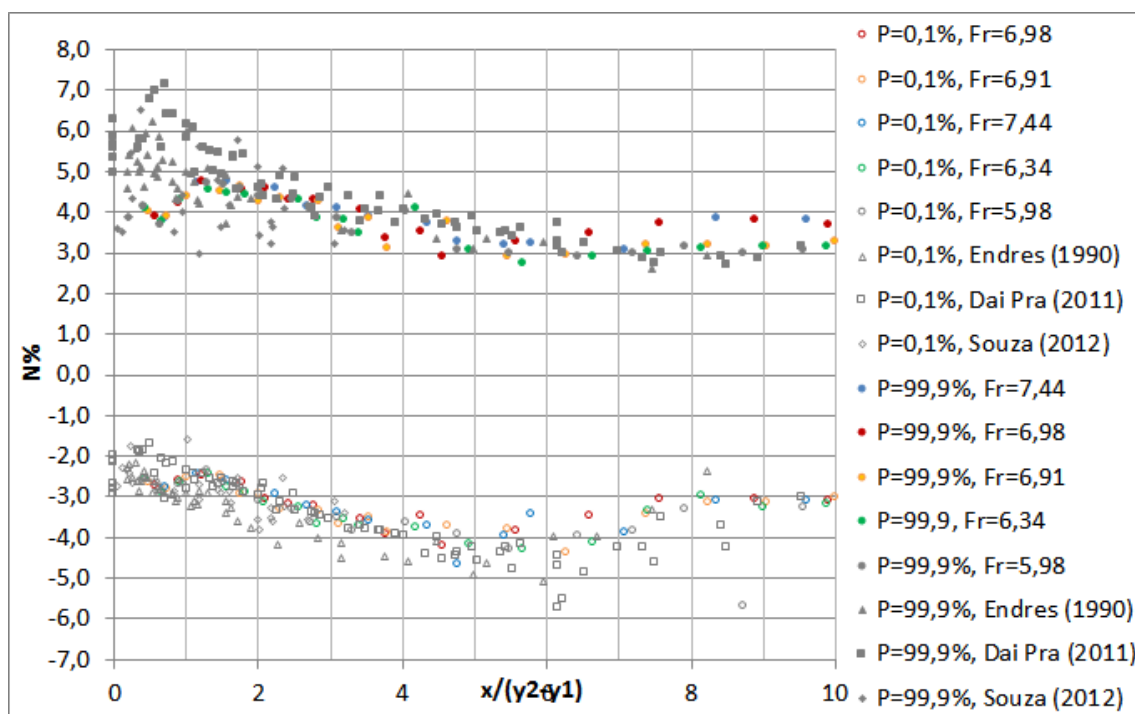


Figura 78: Coeficiente estatístico de probabilidade em função da distância adimensional para todos os ensaios realizados. (fonte: elaborado pela autora)

Analisando a figura 78 nota-se que o comportamento do coeficiente estatístico N obtido para a presente pesquisa exibe um comportamento semelhante ao mesmo parâmetro resultante da pesquisa feita em um ressalto hidráulico a jusante de uma calha lisa realizada por Dai Prá (2011), Endres (1990) e Souza (2012). Pode se observar uma diferença significativa para a probabilidade de não excedência de 99,9% nas posições mais próximas ao pé do vertedouro. Como já foi citado, no modelo estudado na presente pesquisa não existe curva de concordância entre vertedouro e bacia de dissipação, mas existe no modelo físico utilizado pelo autor, o que pode justificar a diferença. Porém notamos que para a probabilidade de 0,1% não ocorrem diferenças entre os resultados do coeficiente N .

8. CONCLUSÕES

Através da análise estatística das pressões médias, flutuações de pressão, coeficientes de assimetria e curtose, pressões extremas e coeficiente estatístico de probabilidade, foi possível chegar às conclusões abaixo:

- Independentemente do tipo de vertedouro, calha lisa ou em degraus, a tendência da distribuição longitudinal dos parâmetros estatísticos (médias, extremos, flutuações, assimetrias, curtose e coeficiente estatístico de distribuição de probabilidade) das amostras de pressões junto ao fundo, a jusante do vertedouro, tem as mesmas tendências. Isto pode indicar que a forma do desenvolvimento do escoamento até a entrada do ressalto tem pouca importância, dependendo mais da energia residual na entrada do ressalto hidráulico do que da forma de como o escoamento se desenvolveu até o início do ressalto.
- Pressões médias: em posições mais próximas ao vertedouro em degraus, as pressões médias são elevadas, diferindo dos resultados obtidos em estudos de ressalto hidráulico a jusante de calha lisa realizados por Endres (1990), Marques et al. (1997), Dai Prá (2011) e Souza (2012). Esse fato pode ser explicado devido à presença de raio de concordância entre calha e bacia de dissipação nos ensaios dos autores, elemento que não existe no modelo físico utilizado pela presente pesquisa. Nas posições seguintes, as pressões médias sofrem uma redução brusca, até a posição de aproximadamente $1.(y_2 - y_1)$, que corresponde praticamente à zona de impacto do jato. A partir dessa posição os dados da presente pesquisa encontram os dados dos outros autores, e, a partir de então, não são mais identificadas diferenças entre os dados obtidos pela presente pesquisa e os obtidos pelos demais autores. Depois disso as pressões médias voltam a aumentar com a distância até a posição de aproximadamente $8,0.(y_2 - y_1)$, onde termina a influência do ressalto e os dados tendem a uma estabilização. Essa posição coincide com o final da influência do ressalto obtida por Teixeira (2003).
- Flutuações de pressão: as flutuações de pressão têm seu máximo valor no ponto mais próximo à calha em degraus, diferindo dos resultados obtidos para os

estudos em calha lisa, o que também pode ser justificado pela ausência de curva de concordância entre vertedouro e bacia no modelo físico utilizado pela presente pesquisa. As flutuações diminuem fortemente com a distância até a posição de cerca de $1.(y_2 - y_1)$, que corresponde praticamente à zona de impacto do jato, e seguem diminuindo, embora mais suavemente, até a posição aproximada de $2,5.(y_2 - y_1)$, que corresponde praticamente à zona de influência do impacto do jato. A partir desse ponto, os dados começam a coincidir com os dados resultantes dos estudos com calha lisa, diminuindo até a posição de $8.(y_2 - y_1)$, a partir da qual os valores tendem a uma estabilização em valores próximos a 0. A partir da análise do coeficiente de flutuação de pressão, C_p , permite chegar à mesma conclusão que a da análise anterior, porém os dados do coeficiente calculados pela presente pesquisa mantêm valores mais altos do que os obtidos pelas pesquisas com calha lisa durante todo o comprimento estudado.

- Coeficiente de assimetria: analisando o coeficiente de assimetria, nota-se que o início do descolamento do escoamento (onde o coeficiente começa a atingir valores negativos) ocorre na posição aproximada de $4.(y_2 - y_1)$. O fim do rolo do ressalto hidráulico (local onde o coeficiente de assimetria atinge seu valor mínimo) ocorre, aproximadamente, na posição de $6.(y_2 - y_1)$, e o fim da influência do ressalto (onde o coeficiente de assimetria tende a uma estabilização com valor próximo a zero) ocorre na posição de cerca de $8,0.(y_2 - y_1)$. Esses valores são semelhantes aos obtidos por Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012) para o estudo com calha lisa. Assim como nos parâmetros citados anteriormente, pode-se observar uma diferença entre os resultados obtidos para os estudos com calha em degraus e lisa nas posições mais próximas ao início do ressalto, onde nota-se que os dados provenientes dos ensaios com calha lisa são mais elevados e dispersos do que os obtidos pela presente pesquisa.
- Coeficiente de curtose: Os valores de curtose seguem uma tendência semelhante com os mesmos dados dos ensaios realizados com calha lisa, porém, entre as posições de $0.(y_2 - y_1)$ e $2.(y_2 - y_1)$ e na posição aproximada de $6.(y_2 - y_1)$ os coeficientes de curtose obtidos para os ensaios realizados com calha lisa

apresentam valores mais elevados e dispersos. A análise simultânea dos coeficientes de assimetria e curtose permite verificar que os dados de pressão em uma determinada posição no interior do ressalto hidráulico (menor que $8,0.(y_2 - y_1)$) não seguem uma função densidade de probabilidade normal ($Ad=0$ e $k=3$).

- Pressões extremas: as pressões extremas máximas (90,0%, 95,0%, 99,0% e 99,9%) apresentam valores superiores à pressão média, com seu máximo na posição mais próxima ao vertedouro. Inversamente, as pressões extremas mínimas (0,1%, 1,0%, 5,0% e 10,0%) apresentam valores inferiores à média com seu mínimo também na posição mais próxima ao vertedouro. As pressões com todas as probabilidades de não excedência estudadas, a partir da posição de cerca de $8,0.(y_2 - y_1)$, oscilam com valores próximos à pressão média, sendo que as pressões extremas máximas apresentam valores levemente superiores aos valores médios e as pressões extremas mínimas exibem valores ligeiramente inferiores aos médios. Verificou-se também que as pressões com probabilidades de não excedência mais extremas (0,1% e 99,9%) correspondem aos valores adimensionais de pressão também mais extremos. Quando feita a comparação das pressões com probabilidade de não excedência de 0,1% e 99,9% com os mesmos dados de Endres (1990), Marques (1995), Dai Prá (2011) e Souza (2012) que estudaram o ressalto a jusante de uma calha lisa, nota-se que os dados seguem a mesma tendência com exceção das posições mais próximas ao vertedouro, onde os dados da presente pesquisa apresentam valores mais extremos.
- Coeficiente estatístico de probabilidade, $N\%$: o coeficiente $N\%$, para as pressões extremas máximas (90,0%, 95,0%, 99,0% e 99,9%) apresentam valores positivos, enquanto, para as pressões extremas mínimas (0,1%, 1,0%, 5,0% e 10,0%) o coeficiente apresenta valores negativos. Constata-se, também, que para as pressões mais extremas (máximas e mínimas), os coeficientes $N\%$ apresentam valores mais extremos, bem como mais dispersos e com maior variação em relação à distância adimensional. Analisando a comparação entre os coeficientes N correspondentes às pressões com probabilidade de ocorrência de 0,1% e 99,9% com os mesmos coeficientes obtidos para os estudos com

calha lisa, percebe-se que os comportamentos de ambos os dados são muito semelhantes durante a maior parte do comprimento. Uma diferença significativa foi observada apenas para as posições mais próximas à calha para a pressão com probabilidade de ocorrência de 99,9%.

De forma geral, pode-se concluir que a distribuição longitudinal das pressões oriundas de um ressalto hidráulico formado a jusante de uma calha em degraus, estudado pela presente pesquisa, é semelhante ao comportamento dos esforços gerados por um ressalto hidráulico a jusante de uma calha lisa, com exceção das posições mais próximas ao vertedouro. Nessa pesquisa, essa diferença pode ter ocorrido devido à ausência de curva de concordância entre calha e bacia no modelo físico utilizado.

Através das análises também foi possível verificar zonas e pontos característicos do escoamento. Essas regiões estão apresentadas na tabela 14.

Tabela 14: Zonas de impacto e influência do jato. (fonte: elaborada pela autora)

Posição	Observação
$1,1 (y_2 - y_1)$.	Zona de impacto do escoamento
$4,0 (y_2 - y_1)$.	Ponto de descolamento do escoamento
$6,0 (y_2 - y_1)$.	Fim do rolo
$8,0 (y_2 - y_1)$.	Fim da influencia do ressalto hidráulico
$>8,0 (y_2 - y_1)$.	Não há mais influência do ressalto hidráulico no escoamento em regime uniforme

Regiões características do escoamento. (fonte: elaborada pela autora)

9. RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Em continuação a esta pesquisa sugere-se as seguintes análises:

- Realizar ensaios semelhantes aos realizados na presente pesquisa, porém com curva de concordância entre vertedouro e bacia de dissipação para verificação da influência do elemento nos parâmetros estatísticos analisados (pressão média, flutuação de pressão, coeficientes de assimetria e curtose e pressões extremas).
- Aumentar a faixa de números de Froude a ser estudada, principalmente para Fr no pé do vertedouro em degraus inferior a 6,0, para verificação se a distribuição longitudinal (pressão média, flutuação, coeficiente de assimetria, coeficiente de curtose, valores extremos, amplitudes máximas e coeficiente estatístico) apresenta as mesmas tendências que os encontrados nos ensaios realizados para a presente pesquisa;
- Análise do coeficiente estatístico (N) para probabilidades entre 10% e 90 % de não excedência.
- Análise das frequências dominantes
- Auto correlação entres as tomadas de pressão.

10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARANTES, E. J. **Caracterização do escoamento sobre vertedouros em degraus via CFD**. 2007. 178f. Dissertação (Mestrado em Hidráulica e Saneamento) – Departamento de Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

BÉLANGER, J. B. (1928). **Essai Sur la Solution Numérique de Quelques Problèmes Relatifs au Mouvement Permanent des Eaux Courantes**. Paris, Carilian-Goeury.

BINDO, M., GAUTIER, J., LACROIX, F. The stepped spillway of M'Bali dam. **Water Power & Dam Construction**, p. 35-36, Janeiro, 1993.

CAMPBELL, F. B., COX, R. G. e BOYD, M. B. Boundary layer development and spillway energy losses. **Journal of the Hydraulic Division**, ASCE, v.91, n. HY3, p. 149 – 163, May, 1965.

CARDOSO, F. G. **Estudo do Ressalto Hidráulico em Bacias de dissipação de Energia a Jusante de Descarregadores de Cheias em Degraus**. 2006. 143 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2006.

CHAMANI, M. R., RAJARATNAM, N. Characteristics of skimming flow over stepped spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**. ASCE, Nova Iorque, v.125, n.4 p. 361-368, Abril 1999.

CHANSON, H. Comparison of energy dissipation between nappe and skimming flow regime on stepped chutes. **Journal of Hydraulic Research**, IAHR, Delft, v. 32, n.2, p. 213-435, 1994a.

CHANSON, H. Hydraulics of skimming flows over stepped channels and spillways. **Journal of hydraulic research**, IAHR, v. 32, n. 3, p. 445-460, 1994b.

CHANSON, H. Hydraulic Design of Stepped Spillway and Downstream Energy Dissipators. **Dam Engineering**, v. 11, n. 4, p. 205-242, 2001.

CHANSON, H.; YASUDA, Y.; OHTSU, I. Flow Resistance in Skimming Flows and its Modelling. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 29, n. 6, p. 809-819, 2002.

CHANSON, H. **The hydraulics of stepped chutes and spillways**. The Netherlands: A. A. Balkema Publishers, 2002.

CONTERATO, E. **Escoamento sobre Vertedouro em Degraus com Declividade 1V:0,75H: Caracterização das Pressões e condições de aeração**. 2011. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

CONTERATO, E. **Determinação de Critérios de Dimensionamento de Soleira Terminal em Bacia de Dissipação a Jusante de Vertedouro em Degraus**. 2014. 156 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas,

Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Porto Alegre, 2014.

CONTERATO, E. ; MARQUES, M. G. ; MEES, A. A. A. Proposta de uniformização das equações de previsão das características do escoamento sobre a calha de um vertedouro em degraus. **Revista brasileira de recursos hídricos**. BRH. v. 20, n.1, p. 131-137, 2015

DAI PRÁ, M. **Características do Escoamento Sobre Vertedouros em Degraus de Declividade 1V:1H**. 2004. 134 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Porto Alegre, 2004.

DAI PRÁ, M. **Uma Abordagem para Determinação das Pressões Junto ao Fundo de Dissipadores de Energia por Ressalto Hidráulico**. 2011. 208 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Porto Alegre, 2011.

DAI PRÁ, M.; SUZUKI, L. E. A. S.; MEES, A. A. A.; MARQUES, M. G. Um estudo sobre vertedouros em degraus de declividade 1V:1H. **Revista recursos hídricos**, v. 33, n. 1, p. 1-12, Mai. 2012.

ELEVATORSKI, A. E. **Hydraulic Energy Dissipators**. New York: McGraw-Hill book, 1959. 214 p.

ENDRES, L.A.M. (1990). **Contribuição ao Desenvolvimento de um Sistema para Aquisição e Tratamento de Dados de Pressões Instantâneas em Laboratório**. Dissertação (Mestrado) - Porto Alegre: UFRGS, Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 104 p.

GOMES, J. F. **Visualização de escoamento macroturbulento: ressalto hidráulico a jusante de uma comporta**. 2000. 90 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Porto Alegre, 2000.

LOPARDO, R. A.; HENNING, R. E. Efectos de las condiciones de ingreso al resalto sobre el campo de presiones instantâneas. In: CONGRESSO LATINO AMERICANO DE HIDRÁULICA, 12., 1986, São Paulo, Brasil. **Anais ...** São Paulo: IAHR, 1986. v.1 p. 116-127.

LOPARDO, R. A. Cavitación em fluxos macroturbulentos, **Matematicae Notae**, UNR Editora, Rosário, Argentina, Ano XLII, v.2, p.19-40, 2003.

LOPARDO, R. A., Internal Flow Characteristics of Free Hydraulic Jump in Stilling Basins. Na Experimental Description, In: International Symposium on Hydraulic Structures, 4, 2012, Porto, Portugal. **Anais...Porto: IAHR**, 2012.

MARQUES, M. G. (1995). **Nouvelle Approche Pour le Dimensionnement des Dissipateurs à Auge**. Tese (Doutorado) - Québec, Canadá: Tese apresentada a Faculte des sciences et génie de la Université Laval, 221 p.

MARQUES, M. G.; DRAPEAU, J.; VERRETTE, J. L. Flutuação de pressão em um ressalto hidráulico. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. v. 2, n.2, p. 45-52, 1997.

MARQUES, M. G.; OLLERMANN, G.; WEILLER, C.; ENDRES, L. A. M. Perda de carga no interior de um ressalto hidráulico a jusante de vertedouro. In: CONGRESSO LATINO AMERICANO DE HIDRÁULICA, 18., 1998. **Anais...**Oaxaca, México: Asociación Internacional de Investigaciones Hidráulicas, 1998. p. 1-6.

MARQUES, M. G.; MEES, A. A.; SILVEIRA, J.B.P. Análise das características macroturbulentas ao longo de um vertedouro em degraus e no ressalto hidráulico formado a jusante. **Revista pesquisa e desenvolvimento da ANEEL, CICLO 2007, CÓDIGO Aneel 0667-001/2007**, p.36-39, 2007.

MATOS, J. S. G. **Emulsão de ar e dissipação de energia do escoamento em descarregadores em degraus**, 1999. Tese (Doutorado em Engenharia) – Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1999.

MEES, A. A. A. **Caracterização das solicitações hidrodinâmicas em bacias de dissipação por ressalto hidráulico com baixo número de froude**. 2008. 157 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

MEIRELES, I.O.C.; MATOS, J.; SILVA AFONSO, A. Flow Characteristics along a USBR type III stilling basin downstream of steep stepped spillways. Hydraulic Structures: Useful Water Harvesting System or Relics?In: **INTERNATIONAL JUNIOR RESEARCHER AND ENGINEER WORKSHOP ON HYDRAULIC STRUCTURES (IJREWS'10), 2-3**, 3., 2010. Edinburgh, Scotland, Engineering, The University of Queensland.211 p.

OHTSU, I.; YASUDA, Y. **Characteristics of flow conditions on stepped channels**. 27^a IARH BIENAL CONGRESS, 1997. São Francisco, p.583 – 588.

PETERKA, A. J. **Hydraulic desing of stilling basins and energy dissipators**. Washington, U.S. Govt. Print. Off,1974.

PINHEIRO, A. A. N. (1995). **Acções Hidrodinâmicas em Soleiras de Bacia de Dissipação de Energia por Ressalto Hidráulico**. Tese (Doutorado) - submetida para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade Técnica de Lisboa. 353 p.

PINTO, L. C. S.; VASCONCELLOS, J.E.; SEYSSEL, R. L. (1988). Análise Experimental da Flutuação de pressão na base de um ressalto hidráulico livre e afogafo. In: Congresso Latinoamericano de Hidráulica, 13, 1988. **Anais...** Havanna, Cupa, 13p., 1988.

RAJARATNAM, N.The hydraulic jump as a wall jet.**Journal of the hydraulics division, ASCE**, v.91, n.HY5, p. 107-132, 1965.

RICE E KADAVY

SANAGIOTTO, D. G. **Características do Escoamento Sobre Vertedouros em Degraus de declividade 1V:0,75H**. 2003. 118 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Porto Alegre, 2003.

SANAGIOTTO, D. G.; GOMES, J. F.; DAI PRÁ, M.; WIEST, R. A.; ENDRES, L. A. M.; MARQUES, M. G. Aeração em um vertedouro em degraus com declividade de 0,75H:1,00V. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 25., 2003, Salvador, Brasil. **Anais...** Rio de Janeiro, RJ: Comitê Brasileiro de Barragens, 2003. v. 1, T91-A11, p. 159-167.

SCHULZ, H. E.; NÓBREGA, J. D.; SIMÕES, A. L. A.; SCHULZ, H.; PORTO, R. de M. Details of Hydraulic Jumps for Design Criteria of Hydraulic Structures. In: HARRY, E. S. (Org.). **Hydrodynamics – Concepts and Experiments**. 1.ed. Rijeka: InTech, v.1, p.73-116, 2015.

SIMÕES, A. **Considerações sobre a hidráulica de vertedores em degraus: metodologias adimensionais para pré – dimensionamento**. 2008. 258 f. Dissertação (mestrado em hidráulica e saneamento) – Departamento de Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

SIMÕES, A.; SCHULZ H. E.; PORTO R. M. Simulação numérica e verificação experimental da posição da superfície livre de um ressalto hidráulico em um canal retangular. In: CONGRESSO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA, 24., 2010, Puntadel Este, Uruguay. **Anais...** Puntadel Este: IAHR, 2010.

SOUSA, P. M. B. de **Estudo da dissipação de energia por ressalto hidráulico a jusante de descarregadores não convencionais**. 2011. 117f. Dissertação (mestrado em engenharia civil – especialização em hidráulica) – Faculdade de Engenharia. Universidade do Porto, Porto, 2011.

SOUZA, P. E. de A. **Bacias de dissipação por ressalto hidráulico com baixo número de froude: análise das pressões junto ao fundo da estrutura**. 2012. 76 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Porto Alegre, 2012.

STEPHENSON, D. Energy dissipation down stepped spillways. **Water Power & Dam Construction**. 1991. Sutton, v.43, n°9, p.27-30, September 1991.

TEIXEIRA, E. D. **Previsão dos Valores de Pressão Junto ao Fundo em Bacias de Dissipação por Ressalto Hidráulico**. 2003. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Porto Alegre, 2003.

TOZZI, M. J. **Caracterização/Comportamento de Escoamento em Vertedouros com Paramento em Degraus**. 1992. 302 f. Tese (Doutorado em Hidráulica) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992.

TOZZI, M. J.; OTA, J. J. Vertedouros em degraus. **Da Vinci**, Curitiba, v. 1, n. 1. p. 9-27, 2004.

TRIERWEILER, E. F. N. **Avaliação do campo de pressões em ressalto hidráulico formado à jusante de uma comporta com diferentes graus de submergência**. 2006. 194 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

WIEST, R. A. **Avaliação do campo de pressões em ressalto hidráulico formado à jusante de um vertedouro com diferentes graus de submergência**. 2008. 141p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Porto Alegre, 2008.

WOOD, I. R., ACKERS, P., LOVELESS, J. General Method for Critical Point on Spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**. ASCE, v. 109, n. 2, p. 308-312, 1983.

VISCHER, D. L.; HAGER, W. H. **Energy dissipators**. IAHR, Hydraulic Structures Design Manual. 1995.

ANEXO A

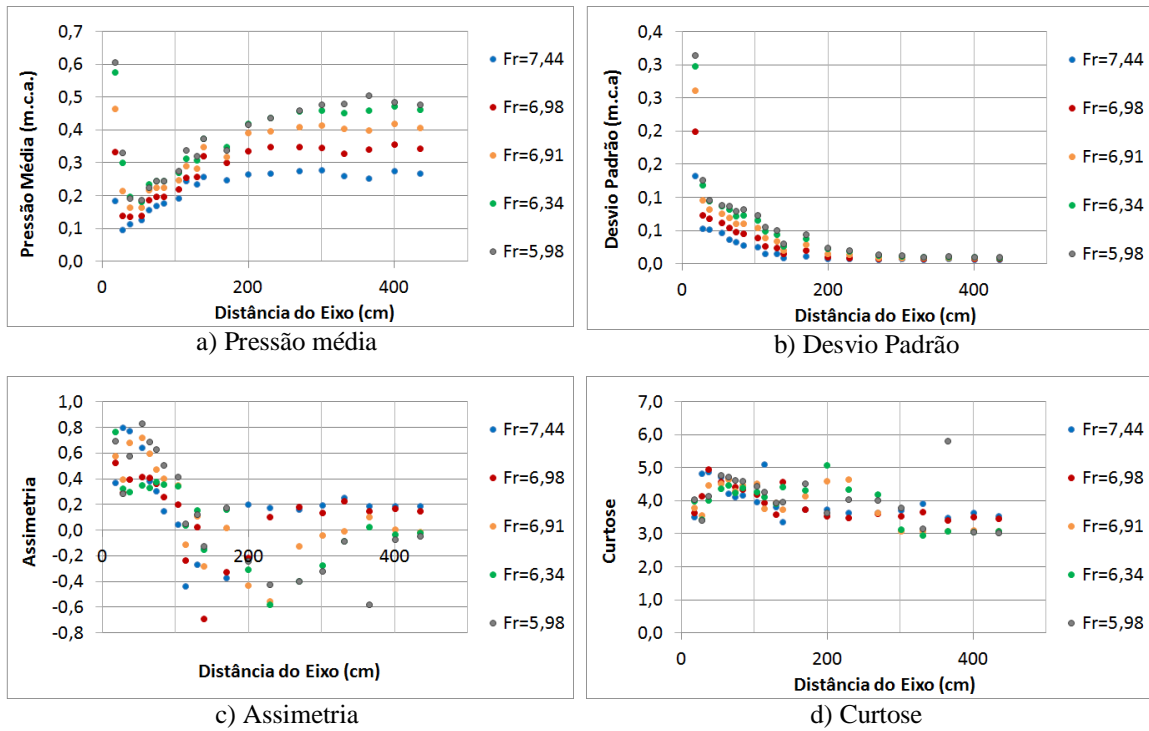


Figura 79: Dados brutos (fonte: elaborado pela autora)

ANEXO B

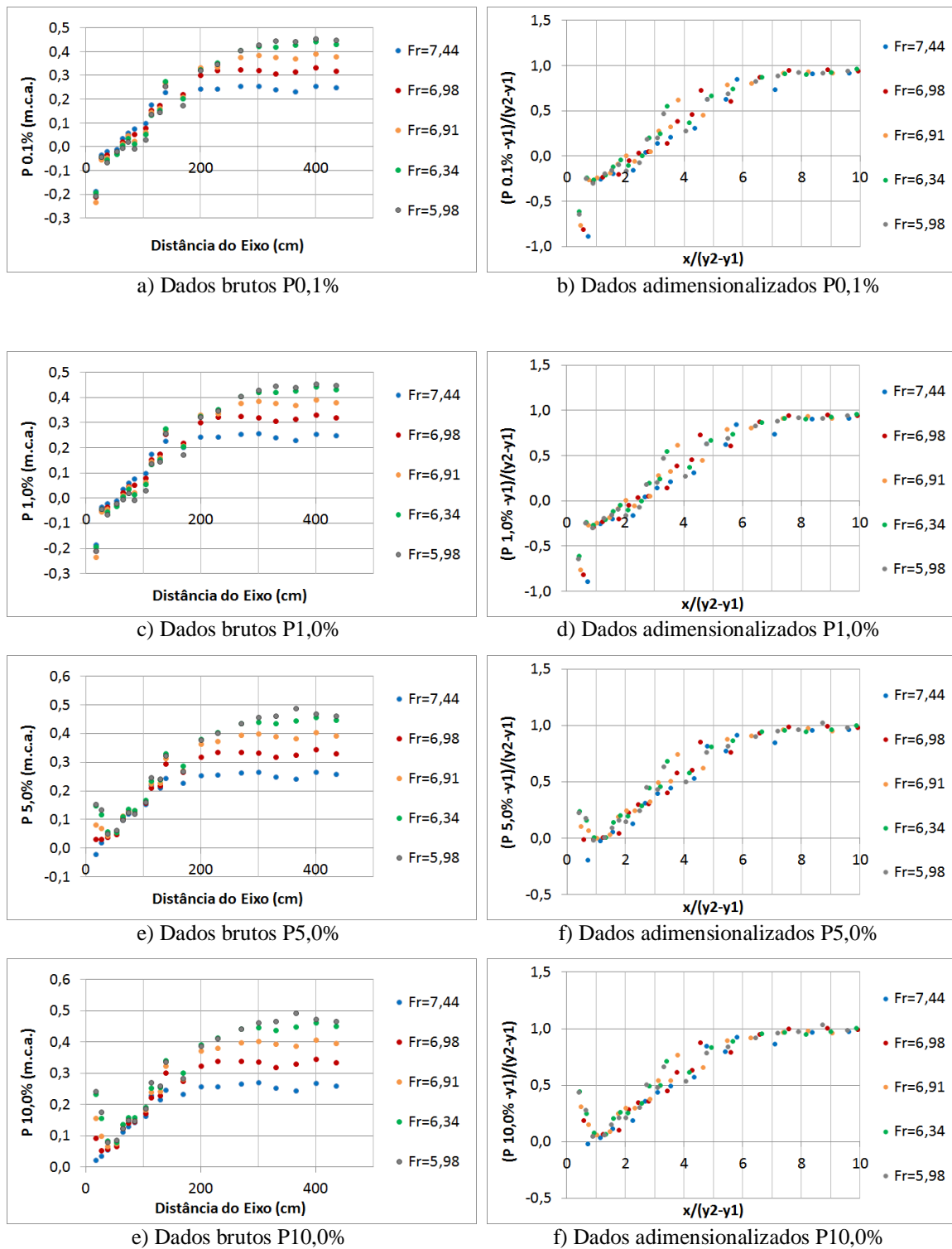


Figura 80: Pressões extremas brutas e adimensionalizadas

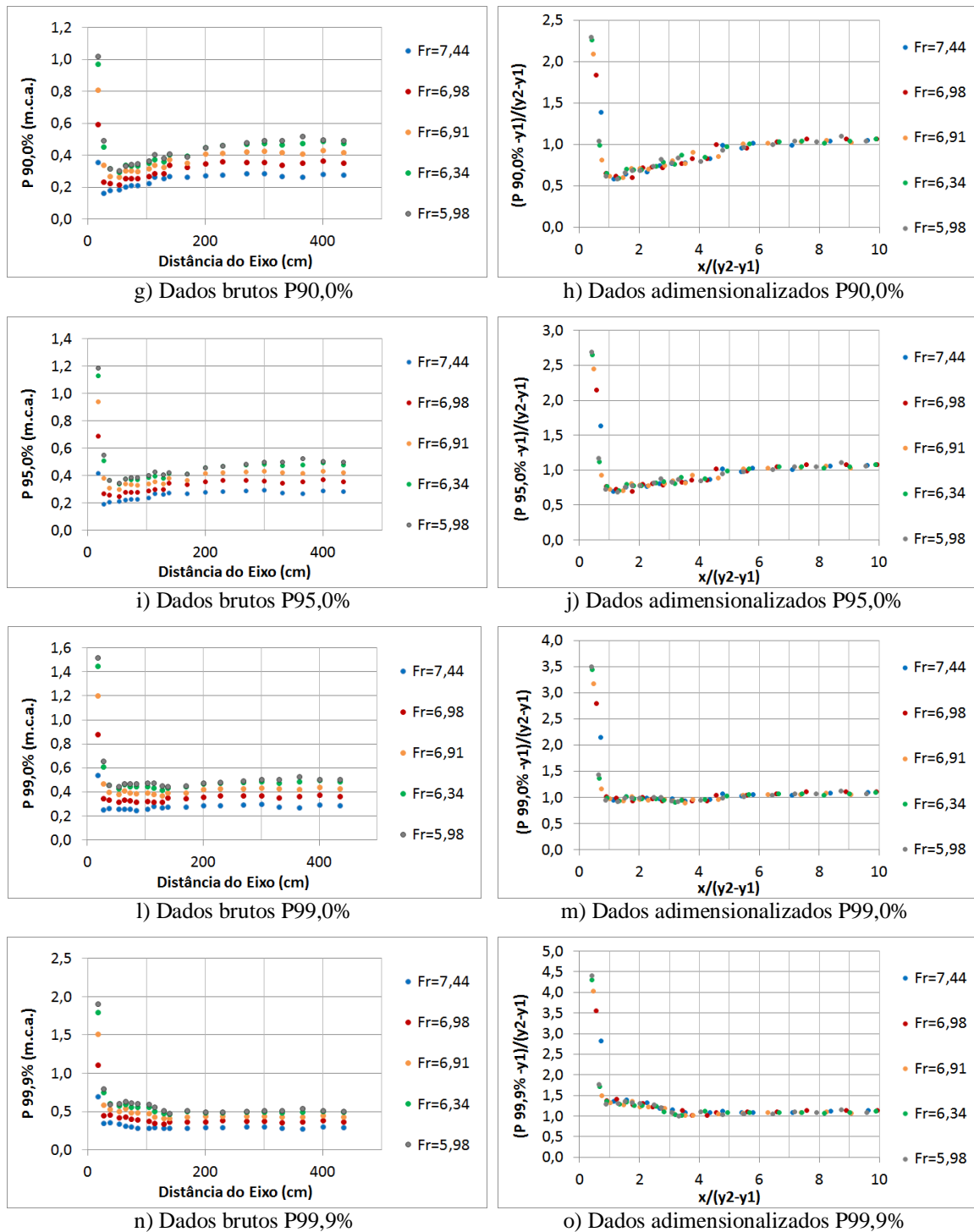


Figura 81: Pressões extremas brutas e adimensionalizadas

ANEXO C

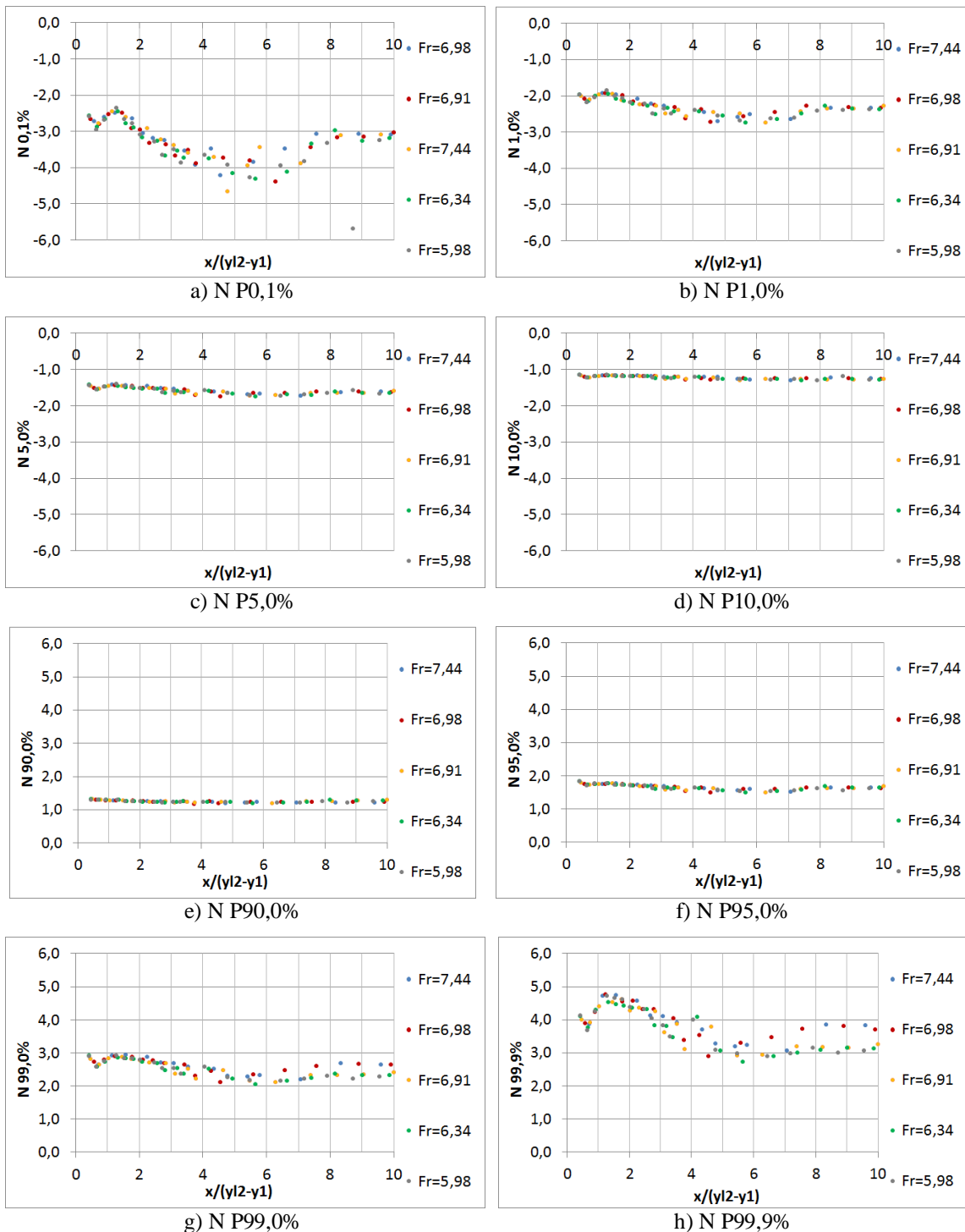


Figura 82: Coeficiente N para as pressões extremas estudadas