

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

**CARACTERÍSTICAS DO ESCOAMENTO SOBRE VERTEDOUROS
EM DEGRAUS DE DECLIVIDADE 1V:0,75H**

Eng^a Civil Daniela Guzzon Sanagiotto

Dissertação de Mestrado

Porto Alegre, 2003.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

**CARACTERÍSTICAS DO ESCOAMENTO SOBRE VERTEDOUROS EM DEGRAUS DE
DECLIVIDADE 1V:0,75H**

ENG^a CIVIL DANIELA GUZZON SANAGIOTTO

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 Engenharia.

Orientador: Prof. Dr. Marcelo Giulian Marques

Banca Examinadora

Prof. Raúl Antonio Lopardo
Dr. pela Universidad de Toulouse

Prof. Carlos Barreira Martinez
Dr. pela Universidade Estadual de Campinas

Prof. Luiz Augusto Magalhães Endres
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Edith Beatriz Camaño Schettini
Dra. pela Institut National Polytechnique de Grenoble

Porto Alegre, dezembro de 2003.

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 Engenharia.

Área de Concentração:

Hidráulica

Professor Orientador:

Prof. Dr. Marcelo Giulian Marques (IPH/UFRGS)

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Raúl Antonio Lopardo (Universidad Nacional de La Plata)

Prof. Dr. Carlos Barreira Martinez (Escola de Engenharia/UFGM)

Prof. Dr. Luiz Augusto Magalhães Endres (IPH/UFRGS)

Prof. Dra. Edith Beatriz Camaño Schettini (IPH/UFRGS)

Data da Defesa: 15 de dezembro de 2003.

Dedico este trabalho à minha família: aos meus pais
João Danilo e Ieda Maria e à minha irmã Maríndia.

AGRADECIMENTOS

Desejo agradecer a todos aqueles que de alguma forma auxiliaram na realização desta dissertação, seja através da orientação técnica e científica, seja através de apoio, do incentivo e da amizade. Mesmo correndo o risco de um indesejável esquecimento, julgo importante particularizar alguns sinceros agradecimentos:

Ao meu orientador, o Prof. Marcelo Giulian Marques, pelo incentivo, motivação, atenção e amizade.

Ao Prof. Luis Augusto Magalhães Endres, pelos conselhos e sugestões.

Aos demais professores do PPGRHSA/IPH, pelos ensinamentos ministrados, contribuindo para a minha formação.

Ao bolsista de iniciação científica Rafael Wiest, pela valiosa colaboração na realização dos ensaios, no tratamento dos dados aquistados e pela amizade.

Aos colegas do projeto: Jaime F. Gomes e Maurício Dai Prá pelo espírito de trabalho em equipe e pelo convívio durante à realização deste mestrado.

Ao pessoal: Eduardo Viegas, Everaldo de Moura, Maximiliano Messa, Sérgio Nicolau Flores, pela colaboração na realização dos ensaios e na construção dos modelos.

À CAPES, pela concessão da minha bolsa de mestrado, sem a qual não poderia ter realizado este trabalho.

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul, particularmente ao Instituto de Pesquisas Hidráulicas, pela oportunidade de realizar o mestrado nesta instituição.

À Furnas Centrais Elétricas, pelo apoio financeiro, fundamental na realização deste trabalho.

Aos amigos pelas conversas e incentivo nos momentos difíceis.

Aos meus pais pela confiança em mim depositados e pela compreensão nos momentos de ausência.

SUMÁRIO

Lista de figuras	vii
Lista de quadros	xi
Lista de anexos	xii
Lista de símbolos	xiii
Resumo	xvii
Abstract	xviii
Capítulo 1	
1. Introdução	1
1.1 Problema e relevância da pesquisa	1
1.2 Objetivo geral	2
1.3 Objetivos específicos	2
Capítulo 2	
2. Revisão bibliográfica	4
2.1 Histórico (de acordo com CHANSON 1995c)	4
2.2 Regimes de escoamento em vertedouros em degraus	6
2.2.1. Regime de escoamento em quedas sucessivas (nappe flow)	6
2.2.2. Regime de escoamento deslizante (skimming flow)	8
2.2.3. Início do regime de escoamento deslizante	10
2.3 Posição do início da aeração no escoamento	15
2.4 Dissipação de energia	20
2.4.1. Fator de resistência - f	20
2.4.2. Dissipação de energia	25
2.5 Estudo de pressões sobre a calha	36
Capítulo 3	
3. Instalação experimental e metodologia	38
3.1 Considerações gerais	38

3.2 Metodologia experimental.....	49
3.2.1. Medição dos níveis de água	49
3.2.2. Medição de velocidades	50
3.2.3. Medição de pressões.....	51
Capítulo 4	
4. Análise dos resultados experimentais	54
4.1 Considerações gerais	54
4.2 Coeficiente de descarga	54
4.3 Posição de início da aeração do escoamento	55
4.4 Nível de água.....	63
4.5 Velocidades	67
4.6 Avaliação do fator de resistência	69
4.7 Análise da dissipação de energia	74
4.7.1 Dissipação de energia em relação à energia a montante do vertedouro.....	75
4.7.2 Dissipação de energia em relação a um vertedouro de calha lisa.....	80
4.8 Análise das pressões médias	84
Capítulo 5	
5. Exemplo de aplicação.....	87
Capítulo 6	
6. Conclusões	89
Recomendações	92
Anexos	93
Referências bibliográficas	115

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Barragem na Arkananian, Grécia (1300 a.C.). Fonte: CHANSON (2003)	4
Figura 2.2 – Barragem de New Croton (1906). Fonte: (a) CHANSON (2003)	5
Figura 2.3 – Diferentes configurações do regime de escoamento em quedas sucessivas: (a) com o ressalto hidráulico plenamente desenvolvido; (b) com o ressalto hidráulico parcialmente desenvolvido e (c) sem a formação de ressalto hidráulico.	7
Figura 2.4 – Subdivisão do regime de escoamento deslizante	9
Figura 2.5 – Dimensões básicas da calha em degraus: (a) degraus horizontais e (b) degraus inclinados.....	10
Figura 2.6 – Classificação dos regimes de escoamento em vertedouros em degraus	13
Figura 2.7 – Comparação de diferentes metodologias utilizadas para a determinação do início do regime de escoamento deslizante.....	14
Figura 2.8 – Regiões do escoamento ao longo de um vertedouro em degraus com regime de escoamento deslizante, segundo CHANSON (1994c).....	16
Figura 2.9 – Definição da posição de início da aeração, quando a camada limite atinge a superfície livre.....	17
Figura 2.10 – Gráficos comparativos do início da aeração em função da vazão específica para: (a) degrau com 3cm de altura; (b) 6cm e (c) 9cm	19
Figura 2.11 – Fator de resistência de acordo com os resultados de diversos pesquisadores (retirado de CHANSON 1994c).....	23
Figura 2.12 – Comparação do fator de resistência f , calculado por diferentes metodologias.	23
Figura 2.13 – Resultados encontrados por Christodoulou (1993). N = número do degrau em análise (contando no sentido do escoamento).....	28
Figura 2.14 – Comparação da energia residual relativa obtida por diversos pesquisadores e a equação proposta por CHANSON (1994a), para $f = 1,0$. Fonte: CHANSON (1994c).	30
Figura 2.15 – Profundidade conjugada de jusante h_2 pela profundidade crítica h_c , para o modelo na escala 1:10 (Fonte: PEGRAM <i>et al.</i> , 1999).....	31

Figura 2.16 – Profundidade conjugada de jusante h_2 pela profundidade crítica h_c , para o modelo na escala 1:20 (Fonte: PEGRAM <i>et al.</i> , 1999).....	31
Figura 2.17 – Energia residual específica, para a calha lisa e com degraus, em função de h_2 , para um vertedouro com 30 m de altura (Fonte: PEGRAM <i>et al.</i> , 1999).	33
Figura 2.18 – Energia residual específica, para a calha lisa e com degraus, em função de h_2 , para um vertedouro com 58 m de altura (Fonte: PEGRAM <i>et al.</i> , 1999).	33
Figura 2.19 – Dissipação de energia relativa em função da profundidade crítica do escoamento, para três diferentes escalas e diferentes alturas do paramento (H_V). (PEGRAM <i>et al.</i> , 1999).....	34
Figura 2.20 – Comparação da energia residual relativa obtida por diversos pesquisadores.	35
Figura 3.1 – Vista lateral dos quatro modelos de vertedouros utilizados neste trabalho: (a) calha lisa; (b) calha $H = 3$ cm, (c) calha $H = 6$ cm e (d) calha $H = 9$ cm.	39
Figura 3.2 – (a) Reservatório externo (cisterna); (b) Reservatório de nível constante.	40
Figura 3.3 – Configuração geral do modelo – planta baixa	41
Figura 3.4 – Esquema do perfil da seção de ensaios do vertedouro instalado no canal (medidas em metros).....	42
Figura 3.5a – Perfil das estruturas vertedouras com calha lisa e com calha com degraus de 3 cm de altura utilizadas neste estudo e posições das tomadas de medições	43
Figura 3.5b – Perfil das estruturas vertedouras com calha com degraus de 6 e 9 cm de altura utilizadas neste estudo e posições das tomadas de medições	44
Figura 3.6 - Detalhe da crista do vertedouro.	45
Figura 3.7 (a) Ponta linimétrica instalada no vertedouro de calha lisa; (b) Primeira ponta linimétrica instalada à montante da soleira do vertedouro	49
Figura 3.8 – Tubo de Pitot-Prandtl em conjunto com o transdutor diferencial de pressão (a) no processo de calibração no vertedouro de calha lisa; (b) na calibração realizada no canal de velocidades; (c) instalado no carrinho móvel pela calha.....	51
Figura 3.9 – Medidas de pressão em um dos degraus do modelo do vertedouro com degraus de $H = 3$ cm: (a) Transdutores de pressão instalados no degrau; (b) Quadro de piezômetro para um degrau.....	52
Figura 3.10 – Esquema da instrumentação dos degraus (das tomadas de pressão nos degraus) (a) degraus de 3 cm, (b) degraus de 6 cm, (c) degraus de 9 cm	53

Figura 4.1 – Coeficientes de descarga obtidos para as estruturas ensaiadas	55
Figura 4.2 – Início da aeração considerada como aeração uniforme do fluxo	56
Figura 4.3 – Resultados de posições de início de aeração obtidos neste estudo.....	57
Figura 4.4 – Resultados obtidos no presente estudo de posições de início de aeração para as três estruturas de vertedouros em degraus: (a) H = 3 cm, (b) H = 6 cm e (c) H = 9 cm	58
Figura 4.5 – Comparação entre posições do início da aeração do escoamento para os resultados obtidos no presente estudo, as equações propostas por TOZZI (1992), CHANSON (1994b), WOOD <i>et al.</i> (1983) e os dados de POVH (2000)	59
Figura 4.6 – Comparação da posição do início da aeração do escoamento entre os resultados obtidos no presente estudo, com os dados de outros pesquisadores (de acordo com CHANSON 1994b) e a equação (4.1), proposta neste estudo	60
Figura 4.7 – Comparação da profundidade do escoamento na posição do início da aeração do fluxo, entre os resultados obtidos no presente estudo, com os dados de outros pesquisadores e a equação (4.2) proposta neste estudo.....	61
Figura 4.8 – Resultados obtidos neste estudo da posição do início de aeração e da profundidade do escoamento neste ponto, comparados com os resultados de TOZZI (1992)	62
Figura 4.9 (a) Perfil da linha de água ao longo da calha lisa para as vazões específicas (b) Perfil da linha de água adimensionalizado, comparado com os dados de U.S. Army Corps of Engineers – HDC (1977).....	64
Figura 4.10 – Profundidade do escoamento ao longo da calha para as três estruturas em degraus, para os diferentes valores de vazões específicas ensaiados em cada estrutura.	66
Figura 4.11 – Perfis de velocidade do escoamento na posição da tomada 6 ($Y/H_d = 3,81$) para as três estruturas em degraus comparados com os resultados obtidos no vertedouro de calha lisa.....	68
Figura 4.12 – Valores do fator de resistência obtidos neste estudo em comparação com algumas proposições de outros pesquisadores	69
Figura 4.15 – Avaliação da profundidade do escoamento no vertedouro de calha lisa para diferentes posições e vazões	73
Figura 4.16 – Fator de resistência f_L em função do número de Froude para o vertedouro de calha lisa.....	74

Figura 4.17 – Resultados obtidos no presente estudo para a dissipação de energia em relação à energia de montante para a posição $Y/Hd = 3,81$, comparando o comportamento observado nos três vertedouros em degraus	76
Figura 4.19 – Resultados de dissipação de energia em relação à energia de montante..	78
Figura 4.20 – Resultados experimentais obtidos no presente estudo de dissipação de energia em relação à energia de montante, comparados com os dados e proposições de outros pesquisadores.	79
Figura 4.21 – Dissipação de energia em um vertedouro de calha em degraus em relação a um vertedouro de calha lisa, para a posição $Y/Hd = 3,81$	81
Figura 4.22 – Dissipação de energia em relação a um vertedouro liso.....	83
Figura 4.23 – Comparação entre pressões médias obtidas com o piezômetro e com o transdutor de pressão (ensaio realizado na calha $H = 6$ cm, $q = 0,05$ m ³ /s/m).	84
Figura 4.24 – Pressões adimensionalizadas com relação à energia cinética do escoamento ($V^2/2g$)	85

LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 – Características básicas dos modelos dos vertedouros com calha em degraus.....	45
Quadro 3.2 – Resumo das características físicas do modelo experimental e do protótipo hipotético	46
Quadro 3.3 – Vazões ensaiadas em cada estrutura.	47
Quadro 3.4 – Distribuição das tomadas de teste ao longo da calha com origem na soleira do vertedor (em metros)	47
Quadro 3.5 – Distribuição das tomadas de teste ao longo da calha com origem na soleira do vertedor adimensionalizadas ($H_d = 0,40$ m é a carga de projeto do vertedouro).....	48
Quadro 3.6 – Comparativo (para o modelo) para os diferentes tamanhos de degraus a serem ensaiados, com as alturas críticas para o início do regime de escoamento deslizante e a vazão específica correspondente.....	48
Quadro 4.1 – Posições de início da aeração do escoamento obtidas neste estudo	56
Quadro 4.2 – Profundidade normal do escoamento nas situações em que foi atingido e escoamento aerado uniforme	65

LISTA DE ANEXOS

Anexo I – Profundidades do escoamento para as diferentes vazões (em $m^3/s/m$), ao longo das quatro estruturas ensaiadas.....	94
Anexo II – Perfis da linha de água adimensionalizados para a calha em degraus de 3, 6 e 9 cm de altura para as diferentes vazões (em $m^3/s/m$).	96
Anexo III – Perfis de velocidades para a calha em degraus de 3, 6 e 9 cm de altura para as diferentes vazões (em $m^3/s/m$), nas posição $Y/hd = 1,18; 2,01$ e $2,91$. Os pontos em vermelho correspondem às medidas realizadas no vertedouro de calha lisa.	99
Anexo IV – Quadro dos valores de dissipação de energia em relação a energia de montante para as três estruturas em degraus.....	102
Anexo V – Dissipação de energia em relação a energia de montante em diferentes posições das calhas em degraus (Os pontos sem preenchimento correspondem a regiões de escoamento aerado).....	103
Anexo VI – Quadro dos valores de dissipação de energia em relação a energia em um vertedouro de calha lisa para as três estruturas em degraus.....	105
Anexo VII – Dissipação de energia em relação a energia em um vertedouro de calha lisa (Os pontos sem preenchimento correspondem a regiões de escoamento aerado).....	106
Anexo VIII – Pressões médias obtidas nas tomadas dos vertedouros em degraus (de modelo).....	108
Anexo IX – Pressões adimensionalizadas com relação a energia cinética do escoamento ($V^2/2g$).....	111

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área da seção.
c_f	Coeficiente de atrito = $f/4$.
c_f'	Coeficiente de atrito para a calha lisa.
C	Coeficiente de descarga.
Cd	Coeficiente de descarga de projeto.
C*	Concentração de ar no escoamento.
D_H	Diâmetro hidráulico, $D_H = 4A/P$.
E^*	Energia específica residual na bacia de dissipação calculada teoricamente.
E'	Energia específica residual na base de um vertedouro com calha lisa.
E_r	Energia específica residual na base de um vertedouro com calha em degraus.
E_m	Energia a montante do vertedouro.
E_t	Energia total do escoamento.
E_v	Energia específica residual na base de um vertedouro em degraus, determinada pela distribuição de velocidades.
f, f_k	Fator de resistência para vertedouros com calha em degraus.
f_L	Fator de resistência para vertedouros com calha lisa.
Fr	Número de Froude.
Fr_b	Número de Froude inicial.
F^*	Número de Froude definido por: $F^* = q/\sqrt{g.k^3 \text{ sen } \alpha}$.
F'_0	Número de Froude na base do vertedouro com calha lisa.
g	Aceleração da gravidade (9,81 m/s ²).
h	Profundidade do escoamento medida a partir do pseudo fundo, perpendicular a este.
h_1	Profundidade a montante do ressalto hidráulico.

h_2	Profundidade a jusante do ressalto hidráulico.
h'_{1}	Profundidade da região com variações de velocidade de zero a V_{\max} .
h'_{2}	Profundidade da região com distribuição uniforme de velocidades.
h_A	Profundidade do escoamento no ponto do início da região de aeração.
h_c	Profundidade crítica do escoamento.
h_L	Profundidade do escoamento em qualquer ponto da calha lisa
h_n	Profundidade normal uniforme obtida para um escoamento completamente desenvolvido em um regime de escoamento deslizante.
H	Altura do degrau.
Hd	Carga de projeto do vertedouro.
Ho	Carga sobre a crista do vertedouro.
H_j	Energia total do escoamento em uma seção de jusante.
H_m	Energia total do escoamento em uma seção de montante.
H_V	Altura total do vertedouro (diferença entre a cota da crista e a cota da bacia de dissipação).
\bar{j}_e	Declividade média da linha de energia.
k	Altura de rugosidade (Figura 2.5a, $k = H \cos \alpha$).
k_S	Rugosidade equivalente do concreto liso.
l	Piso do degrau.
L_A	Distância do início do desenvolvimento da camada limite à posição do início da aeração do escoamento.
L_P	Distância alinhada ao perfil, a partir do ponto P1 da Figura 3.5, até a posição da calha considerada.
L'	Diferença entre as cotas da crista do vertedouro e da altura média do degrau no qual se observa o início da aeração.
M	Dado pela relação $(c_f/c'_f)^{1/3}$.
p	Pressão média.
P	Perímetro molhado.

q	Vazão específica.
Q	Vazão.
q_p, q_m	Vazão específica no protótipo e no modelo, respectivamente.
Q_p, Q_m	Vazão no protótipo e no modelo, respectivamente.
V	Velocidade do escoamento em um determinado ponto.
V_n	Velocidade em condições de escoamento aerado uniforme.
V_p, V_m	Velocidade do escoamento no protótipo e no modelo, respectivamente.
W	Largura do canal.
X	Posição na calha do vertedouro, na horizontal, em relação à crista do vertedouro (positivo no sentido do escoamento).
y	Posição de medição de velocidade em uma profundidade parcial (y) do escoamento.
Y	Posição na calha do vertedouro, na vertical, em relação à crista do vertedouro (positivo no sentido do escoamento).
z	Cota do piso do degrau na seção considerada.
Z'	Leitura em Volts do transdutor diferencial de pressão.
α	Declividade do paramento do vertedouro.
α_1	Coeficiente de Coriolis.
δ	Espessura da camada limite.
ΔE	Diferença entre a energia específica de montante e a energia residual em determinado ponto.
$\Delta E'$	Diferença entre a energia específica residual na base de um vertedouro liso e a energia específica residual na base de um vertedouro em degraus.
ΔH	Perda de carga total em uma variação de distância Δs .
Δl	Distância, ao longo da calha, entre seções de montante e jusante.
ϕ	Ângulo de inclinação do piso do degrau com a horizontal.
λ	Relação adimensional: dimensão do protótipo/dimensão do modelo.
μ	Coeficiente de viscosidade dinâmica.

- θ_b Ângulo inicial das linhas de corrente com a horizontal.
- ρ Massa específica do fluido.
- σ Coeficiente de tensão superficial.

RESUMO

Este trabalho engloba a análise experimental em laboratório de vertedouros com calha em degraus de declividade 1 Vertical : 0,75 Horizontal ($53,13^\circ$). Foram utilizados quatro modelos de estruturas vertedouras, três com calhas em degraus (com três diferentes alturas de degraus, 3 cm, 6 cm e 9 cm) e uma com calha lisa, utilizada como estrutura de controle. Ao longo das calhas dos vertedouros foram realizadas medições de níveis, pressões, velocidades e visualização do início da aeração. Através destes ensaios foi possível determinar a posição de início da aeração do escoamento, os perfis de velocidades ao longo da calha, o fator de resistência resultante dos degraus, a dissipação de energia em relação à energia a montante e em relação a um vertedouro de calha lisa e o comportamento das pressões médias. Constatou-se que o aumento do tamanho dos degraus na calha conduz o início da aeração para posições mais próximas da crista do vertedouro. Observou-se que a dissipação de energia é tanto mais significativa quanto menor a vazão específica e maior as dimensões dos degraus, sendo fortemente influenciada pela aeração ou não do escoamento. Analisando os resultados do presente estudo em conjunto com dados da bibliografia existente foi possível a proposição de metodologias para a avaliação da posição do início da aeração do escoamento, da profundidade deste neste ponto e para a determinação do fator de resistência criado pelos degraus.

Palavras-chave: vertedouros, vertedouros em degraus, dissipação de energia.

ABSTRACT

This study focuses on an experimental analysis of the flow over stepped chute spillways with the 1V:0.75H (53.13°) slope. Four models have been used: three stepped chute spillways (with three different step heights of 3 cm, 6 cm and 9 cm) and one smooth spillway surface, used as a control structure. Measurements of flow level, pressure and speed have been taken along the spillway chutes and the inception point of air entrainment could be visualized. These values allowed the definition of the inception point of air entrainment, of speed profiles along the spillway chutes, the friction factor created by the steps, the energy dissipation as a function of the upstream energy and the pressure behavior. It was observed that the increase of the spillway chute steps size leads to air entrainment in the positions closer to the spillway crest. It was also noted that the lower the specific flow and the higher the step size, the more significant is the energy dissipation, whereby it is strongly affected by the presence or absence of flow aeration. Analyzing the results of the present study together with the existing reference data, it was possible to propose methods to evaluate the inception points of air entrainment, the depth at these points and to define the friction factor created by the steps.

Keywords: spillways, stepped spillways, energy dissipation.

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

1.1 Problema e Relevância da Pesquisa

Os vertedouros são estruturas de proteção em barragens, que têm por finalidade escoar o excesso de água das enchentes de forma segura. A jusante dos vertedouros, devido à alta energia do escoamento, faz-se necessária a construção de estruturas de dissipação para a proteção da barragem.

A execução da calha do vertedouro em degraus propicia que parte da energia cinética seja dissipada durante a queda, diminuindo as dimensões da estrutura de dissipação a jusante do vertedouro. Atualmente, a execução da calha em degraus, apresenta-se tecnicamente e economicamente viável.

Vertedouros e canais em degraus são estruturas utilizadas desde a Antigüidade, tomando como exemplo a Barragem Arkanianian - Grécia 1300 a.C. (Figura 2.1). Entretanto os critérios para dimensionamento de vertedouros em degraus não são bem definidos, sendo em muitos casos realizados estudos em modelos reduzidos para a determinação das características do escoamento devido à complexidade do fenômeno envolvido. O conhecimento que se tem destas estruturas, consiste em trabalhos experimentais desenvolvidos a partir da década de 70 do século passado. O primeiro trabalho, que se tem conhecimento, data de 1969, desenvolvido por Horner. A partir desta data, diversos trabalhos teóricos e/ou experimentais foram realizados, tais como os desenvolvidos por: SORENSEN (1985), STEPHENSON (1991), DIEZ-CASCON (1991), TOZZI (1992), CHANSON (1994), PEGRAM *et al.* (1999), CHAMANI e RAJARATNAM (1999), CHANSON *et al.* (2002), entre outros. O interesse, no estudo de vertedouros em degraus, aumentou fortemente devido ao desenvolvimento tecnológico do concreto compactado à rolo (CCR), observado nos últimos 30 anos.

Quando se comparam os trabalhos de diferentes pesquisadores observa-se que não existe um consenso sobre o desempenho, as características do escoamento e critérios de dimensionamento para vertedouros em degraus. A energia residual no pé do vertedouro é a característica do escoamento mais estudada e, a princípio, o primeiro item a ser avaliado, de modo a possibilitar o projeto da estrutura de dissipação a jusante. A

estimativa da dissipação de energia, ou energia residual, requer o conhecimento da resistência do escoamento, que pode ser obtida pelo fator de resistência da equação de Darcy-Weisbach. No entanto, a literatura apresenta uma grande dispersão de valores para este fator de resistência e, por conseguinte, para a dissipação de energia. Este exemplo, apenas identifica algumas das lacunas existentes em relação à hidráulica de vertedouros em degraus. Sabe-se que os vertedouros em degraus, em comparação aos vertedouros de calha lisa, apresentam como vantagens a redução das velocidades ao longo da calha e a entrada de quantidades de ar que conduzem a menores níveis de desgaste no concreto. Entretanto é necessário quantificar estes prováveis benefícios, com o objetivo também de limitar as faixas de sua utilização, observando a eficiência esperada e os níveis de segurança.

O estudo de pressões ao longo dos degraus, é o aspecto menos abordado pela bibliografia, mas a verificação desta, principalmente na parte onde o escoamento é não aerado, é um dos fatores que merece mais atenção, devido à possibilidade de cavitação, na ocorrências de certos níveis de pressões negativas.

1.2 Objetivo Geral

O objetivo geral deste estudo é analisar as características do escoamentos sobre vertedouros em degraus com declividade 1 Vertical : 0,75 Horizontal ($53,13^\circ$).

1.3 Objetivos Especificos

Este trabalho compreende a análise experimental de quatro modelos de estruturas vertedouras, uma com calha lisa e três com calhas em degraus, todas com declividade da calha de 1 V : 0,75 H ($53,13^\circ$). A escolha desta declividade para o paramento de jusante, justifica-se por ser um ângulo muito utilizado em barramentos em CCR.

Este trabalho, pretende avaliar para as estruturas em degraus os seguintes itens:

- o coeficiente de descarga;
- o perfil da linha de água;
- o comportamento das velocidades ao longo do escoamento;
- o ponto de início da aeração do tipo uniforme;
- o fator de resistência criado pelos degraus;

- a dissipação de energia e
- os valores de pressão média.

A análise de um vertedouro com calha lisa, é necessária, nesta pesquisa, principalmente por dois motivos:

- O escoamento sobre calhas lisas apresenta-se bem caracterizado na bibliografia, desta forma, obtendo-se os resultados esperados, tem-se evidências que a qualidade da metodologia experimental e sua execução são satisfatórias.
- Pode-se utilizar os resultados encontrados para o vertedouro em calha lisa, como base de comparação, para os vertedouros com calha em degraus. Esta comparação direta, com estruturas em mesmas condições de geometria, material e escala, possibilita uma melhor avaliação do desempenho adicional obtido na dissipação devido à inserção dos degraus na calha.

Este estudo analisa escoamentos no regime deslizante sobre turbilhões, refletindo a alta declividade da calha e, também, os níveis de vazões específicas ensaiados.

Este estudo pretende contribuir para a avaliação de fatores intervenientes no dimensionamento de vertedouros em degraus, como os citados acima, considerando a influência do tamanho do degrau em cada fator estudado, para a declividade da calha de 1V: 0,75H.

CAPÍTULO 2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Histórico (de acordo com CHANSON 1995c)

Os vertedouros em degraus começaram a ser utilizados na Antigüidade pela simplicidade da forma, estabilidade da estrutura e já com objetivos de dissipação de energia. Observa-se, ao longo da história, que a técnica de canais em degraus, foi desenvolvida de forma independente em muitas civilizações antigas.

Pressupõe-se que o mais antigo vertedouro em degrau tenha sido utilizado em uma barragem na Arkananian, Grécia, construído por volta de 1.300 a.C (CHANSON *et al.* 2002). Este vertedouro apresentava 10,5 m de altura, 25 m de largura, declividade média de aproximadamente 45°, variando entre 39° e 73°, com degraus entre 0,6 e 0,9 m de altura. A estrutura deste vertedouro foi construída em blocos de pedra e ainda encontra-se em pé (Figura 2.1).



Figura 2.1 – Barragem na Arkananian, Grécia (1300 a.C.). Fonte: CHANSON (2003)

Outros vertedouros e barragens em degraus, bastante antigos, foram construídos no Oriente Médio, no Rio Khosr (694 a.C.), no Iraque. Mais tarde, os Romanos construíram diversos vertedouros em degraus no seu Império, sendo que alguns ainda

podem ser encontrados na Líbia, Síria e Tunísia. Após a queda do Império Romano, os muçulmanos construíram algumas destas estruturas no Iraque e na Espanha.

Com a reconquista da Espanha, os espanhóis projetaram alguns vertedouros em degraus (nas barragens Almansa, Alicante, Barrueco e Abajo), e em 1791 construíram o maior vertedouro em degraus até então, na barragem de Puentes, mas em 1802 ela foi destruída por uma cheia. Observa-se uma forte influência espanhola nos vertedouros em degraus encontrados na França, México e Estados Unidos.

No século XVII, os engenheiros franceses começaram a projetar diversos canais e cascatas em degraus. No México existem várias barragens em degraus, que datam dos séculos XVIII e XIX. Durante o período 1800-1920, as barragens de madeira foram muito populares na América, Austrália e Nova Zelândia e muitas destas barragens eram construídas em degraus, aumentando a capacidade de vazão e minimizando os danos.

No início do século XX, as estruturas em degraus passaram a ser projetadas especificamente para maximizar a dissipação de energia ao longo da calha e conseqüentemente, diminuir a estrutura de dissipação a jusante. O vertedouro da barragem de New Croton (1906), com 90,5 m de altura, declividade de 53° , e degraus com altura de 2,13 m, é provavelmente, o primeiro vertedouro em degraus projetado neste conceito (Figura 2.2).

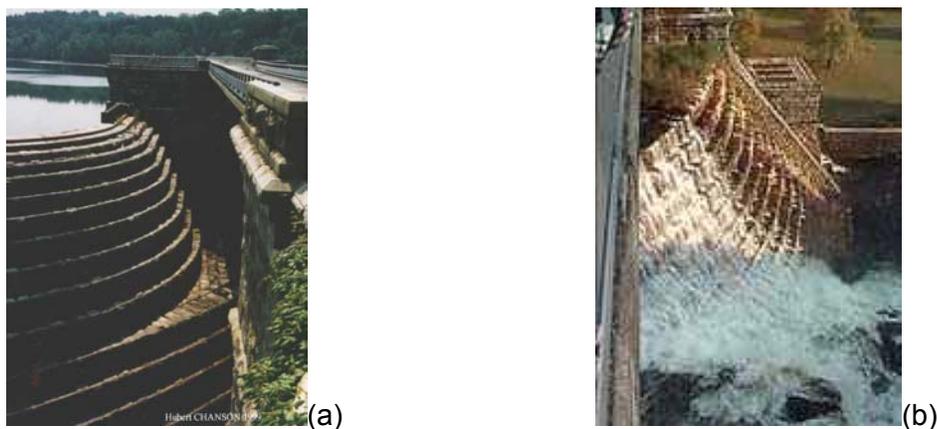


Figura 2.2 – Barragem de New Croton (1906). Fonte: (a) CHANSON (2003)

Acredita-se que desde a Antigüidade a existência dos degraus na calha de vertedouros associava-se além da estabilidade do maciço e facilidade de execução, a menores velocidades e menores desgastes na estrutura. Mas informações quantitativas sobre as propriedades do escoamento, começaram a surgir somente na década de 70,

do século passado. A partir deste período, os engenheiros e pesquisadores recuperaram o interesse por vertedouros em degraus, devido à introdução de novos materiais e técnicas construtivas relacionadas ao CCR e às estruturas em gabiões, que otimizaram a construção destas estruturas.

2.2 Regimes de escoamento em vertedouros em degraus

O escoamento sobre vertedouros em degraus pode ser dividido em dois regimes: o regime de escoamento em quedas sucessivas (*nappe flow*); e o regime de escoamento deslizante sobre turbilhões (*skimming flow*). Os termos 'escoamento em quedas sucessivas' e 'escoamento deslizante sobre turbilhões' já foram utilizados por MATOS e QUINTELA (1995), e este texto segue esta denominação proposta.

Existe uma zona de transição entre estes dois tipos de escoamento, que apresenta características mistas dos dois regimes, mas não bem definidas.

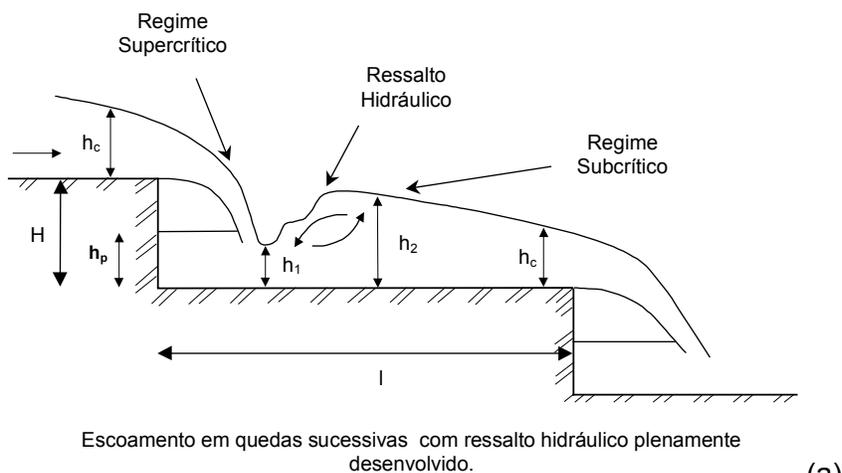
2.2.1. Regime de escoamento em quedas sucessivas (*nappe flow*)

De acordo com CHANSON (1994a) o regime de escoamento em quedas sucessivas caracteriza-se por uma sucessão de quedas livres seguidas por ressalto hidráulico plena ou parcialmente desenvolvido, como pode ser observado nas Figura 2.3a e 2.3b, respectivamente.

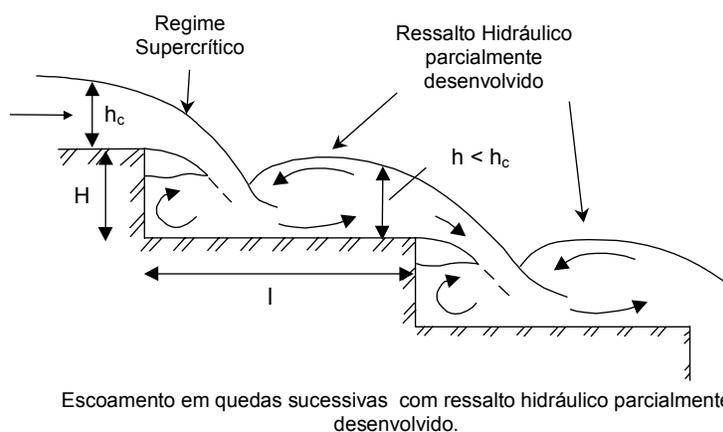
No regime de escoamento em quedas sucessivas, a dissipação de energia ocorre na quebra do jato de água no ar e na formação do ressalto hidráulico.

CHANSON (1995a), considerada que pode ser observado o regime de escoamento em quedas sucessivas sem a formação de ressaltos hidráulicos, imediatamente antes do início do escoamento deslizante (Figura 2.3c).

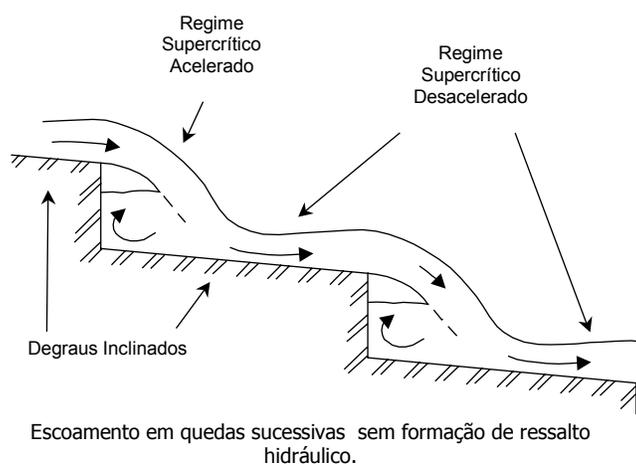
O regime de escoamento em quedas sucessivas ocorre em vertedouros com menores declividades e menores vazões (características melhor definidas no item 2.2.3).



(a)



(b)



(c)

Figura 2.3 – Diferentes configurações do regime de escoamento em quedas sucessivas: (a) com o ressalto hidráulico plenamente desenvolvido; (b) com o ressalto hidráulico parcialmente desenvolvido e (c) sem a formação de ressalto hidráulico.

2.2.2. Regime de escoamento deslizante (*skimming flow*)

O regime de escoamento deslizante ocorre em geral para vertedouros com calhas de maiores declividades e para maiores vazões específicas (item 2.2.3).

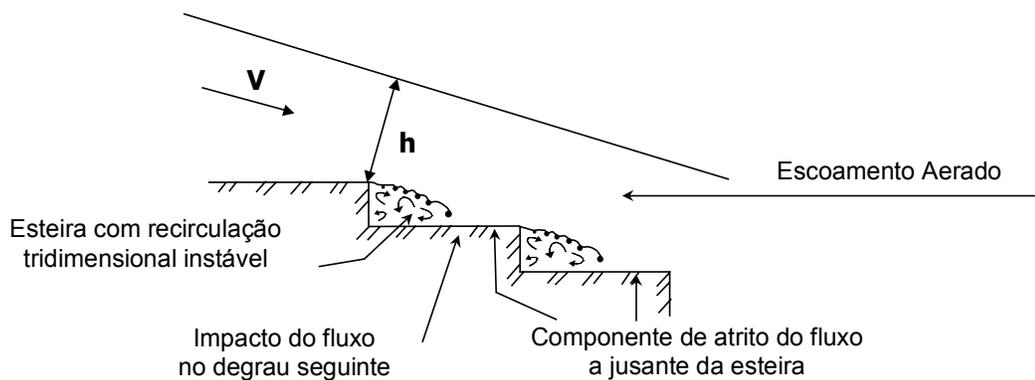
Segundo CHANSON (1994b), no regime de escoamento deslizante observa-se a formação de um pseudo fundo formado pelos cantos externos dos degraus. Acima deste pseudo fundo a água desliza (escoamento principal) e abaixo formam-se os vórtices. Estes vórtices são mantidos através da transmissão de esforços cortantes do escoamento principal à zona turbilhonar.

CHANSON (1994b) divide o regime de escoamento deslizante em três sub-regimes (Figura 2.4):

- **Escoamento com recirculação instável com interferência esteira - degrau:** ocorre em paramentos com menores declividades, onde a cavidade abaixo do pseudo fundo é alongada, impossibilitando a formação de um vórtice estável, ocasionando a formação de esteiras tridimensionais instáveis. Estas esteiras (Figura 2.4a) atuam isoladamente em cada degrau gerando uma força de arrasto / cisalhamento causada por uma interferência esteira – degrau;

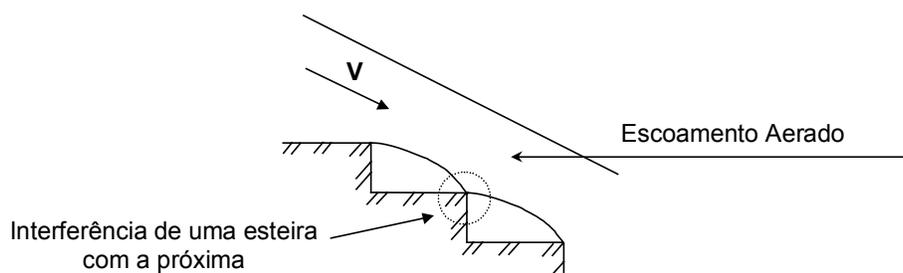
- **Escoamento com recirculação instável com interferência esteira - esteira:** com o aumento da declividade, a cavidade abaixo do pseudo fundo torna-se menos alongada, com isso a esteira passa a interferir no próximo degrau, e as forças de cisalhamento atuantes no degrau desaparecem (Figura 2.4b);

- **Escoamento com recirculação estável:** ocorre nos escoamentos em paramentos mais íngremes, com a formação de grandes vórtices bidimensionais ocupando a região abaixo do pseudo fundo (Figura 2.4c). Estes vórtices são mantidos pela troca de energia com o escoamento principal, sendo esta a principal forma de dissipação de energia.



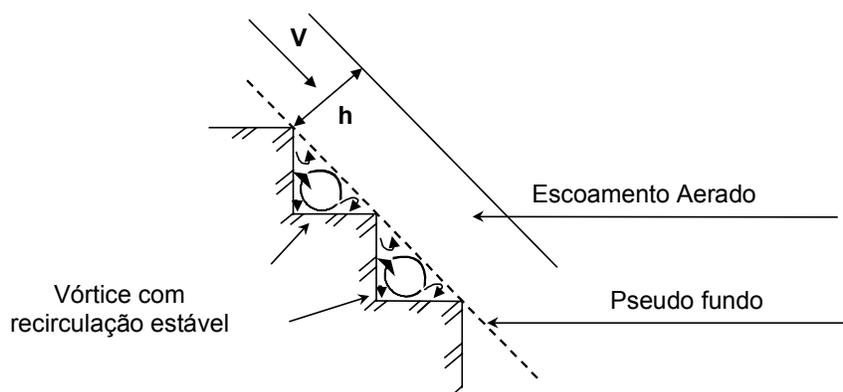
Escoamento deslizante sobre sub-regime de interferência esteira - degrau.
(Baixas declividades de calha $l > H$)

(a)



Escoamento deslizante sobre sub-regime de interferência esteira - esteira.
(Declividade de calha em torno de 27°)

(b)



Escoamento deslizante sobre sub-regime de recirculação nos degraus.

(c)

Figura 2.4 – Subdivisão do regime de escoamento deslizante.

Segundo PEGRAM *et al.* (1999), a principal característica do regime de escoamento deslizante é a alta aeração, onde o escoamento principal desloca-se pelo vertedouro quase sem tocar nos degraus, num fenômeno irregular. As ondulações da superfície não refletem a geometria dos degraus.

2.2.3. Início do regime de escoamento deslizante

CHANSON (1994a), com base em dados experimentais de outros pesquisadores (ESSERY e HORNER, 1978, PEYRAS *et al.*, 1991 e BEITZ e LAWLESS, 1992), propôs que o regime de escoamento deslizante ocorre para vazões maiores que um valor crítico, definido por uma profundidade crítica, h_c , dada por:

$$\frac{h_c}{H} = 1,057 - 0,465 \cdot \frac{H}{l} \quad (2.1)$$

onde: H é a altura do degrau, l é a base do degrau (Figura 2.5) e h_c é a profundidade crítica característica.

Ressalta-se que a equação (2.1) foi definida com base em dados obtidos em modelos com declividades variando entre 11° e $51,3^\circ$ (H/l entre 0,2 e 1,3).

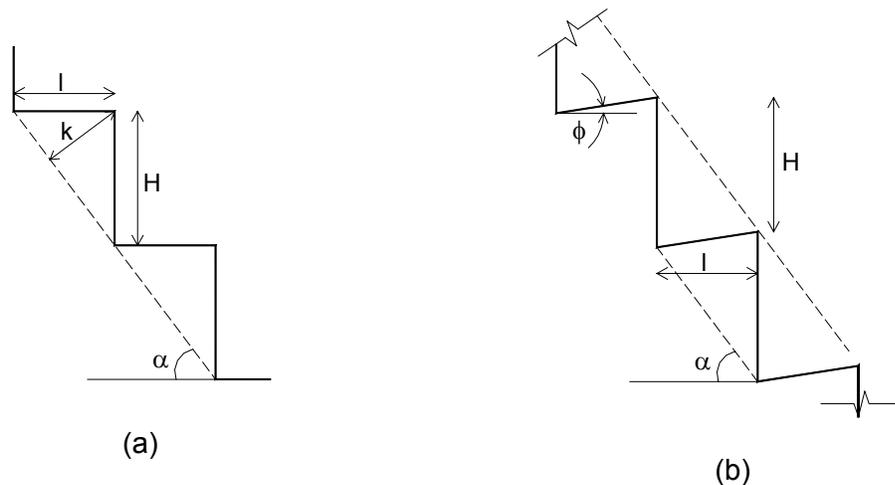


Figura 2.5 – Dimensões básicas da calha em degraus: (a) degráus horizontais e (b) degráus inclinados.

CHANSON (1995a) considera que o início do regime de escoamento deslizante pode ser definido visualmente pelo desaparecimento da cavidade de ar abaixo das

quedas livres características do escoamento em quedas sucessivas. Segundo CHANSON (1996), no escoamento deslizante as linhas de corrente do escoamento principal são aproximadamente paralelas ao pseudo fundo. Com base nestas duas afirmações, o autor propôs a equação (2.2) para a profundidade crítica no início do regime de escoamento deslizante, em função do número de Froude inicial (Fr_b) e do ângulo das linhas de corrente (θ_b). No escoamento deslizante este ângulo pode ser considerado igual ao ângulo do paramento (α).

$$\frac{h_c}{H} = \frac{Fr_b^{2/3} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{Fr_b^2}}}{\sqrt{1 + 2 \cdot Fr_b^2 \cdot \left(1 + \frac{1}{Fr_b^2}\right)^{3/2} \cdot \left(1 - \frac{\cos \theta_b}{\sqrt{1 + \frac{1}{Fr_b^2}}}\right)}} \quad (2.2)$$

MONDARDO JUNIOR e FABIANI (1995) propõem uma equação para o início do regime de escoamento deslizante, utilizando os mesmos dados experimentais que formularam a equação (2.1), apenas desconsiderando os dados de PEYRAS *et al.* (1991), que são para estruturas em gabiões. Assim para estruturas com degraus em concreto ou rocha foi sugerido:

$$\frac{h_c}{H} = 1,19474 - 0,59501 \cdot \frac{H}{l} \quad (2.3)$$

ESSERY e HORNER (1971) *apud* RAJARATNAM (1990), constataram através de experimentos, que valores de h/l entre 0,4 e 0,9 correspondiam à relações de h_c/H aproximadamente iguais a 0,8, ou seja, valores de h_c/H maiores que 0,8 indicariam a ocorrência do regime de escoamento deslizante.

CHAMANI e RAJARATNAM (1999b), observaram visualmente o início do escoamento deslizante. Notaram que no início do escoamento deslizante, a porção de ar abaixo do pseudo fundo não desaparece, sendo contrária à principal hipótese assumida por CHANSON (1995a). A partir desta constatação e utilizando-se de deduções teóricas, obtiveram a seguinte equação:

$$\frac{H}{l} = 0,405 \cdot \left[\frac{h_c}{H} \right]^{-0,62} \quad (2.4)$$

Assumindo uma equação empírica, proposta por Rand e a condição das linhas de correntes paralelas à declividade do paramento do vertedouro, no início do escoamento deslizante, CHAMANI e RAJARATNAM (1999b) chegaram à equação (2.5).

$$\frac{H}{l} = \sqrt{0,89 \cdot \left[\left(\frac{h_c}{H} \right)^{-1} - \left(\frac{h_c}{H} \right)^{-0,34} + 1,5 \right]} - 1 \quad (2.5)$$

Estes autores propõem que entre as curvas das equações (2.4) e (2.5), como pode ser observado na Figura 2.7, poderia haver uma região de transição entre os dois regimes de escoamento. A equação (2.5) apresenta uma boa concordância com as demais equações para valores de h/l maiores que 1,0.

JAMES (2001) com base em dados de seus estudos experimentais, propôs a equação empírica (2.6), para o início do escoamento deslizante, que se aproxima muito da equação (2.4), para $h/l < 0,3$, e da equação (2.5), para $h/l > 0,3$. Este autor, em seus experimentos, também identificou a presença de uma região de transição entre os dois regimes de escoamento.

$$\frac{h_c}{H} = 0,541 \cdot \left[\frac{H}{l} \right]^{-1,07} \quad (2.6)$$

OHTSU *et al.* (2001) comenta sobre as condições hidráulicas para a formação de cada regime de escoamento, na região de escoamento quase uniforme. O limite superior da altura do degrau para a formação do escoamento deslizante é expresso pela equação (2.7) e o limite inferior para a formação do escoamento em quedas sucessivas é dado pela equação (2.8).

$$\frac{H}{h_c} = 1,16 \cdot (\tan \alpha)^{0,165} \quad (2.7)$$

onde α é o ângulo da calha do vertedouro.

$$\frac{H}{h_c} = 0,57 \cdot (\tan \alpha)^3 + 1,3 \quad (2.8)$$

Na Figura 2.6 são ilustradas as equações (2.5), (2.7) e (2.8), juntamente com dados experimentais obtidos por outros pesquisadores. Observa-se que os resultados experimentais encontram-se na fronteira entre os regimes de escoamento em quedas sucessivas e de transição propostos por este autor, exceto os dados de ESSERY e HORNER, que estão na região de transição.

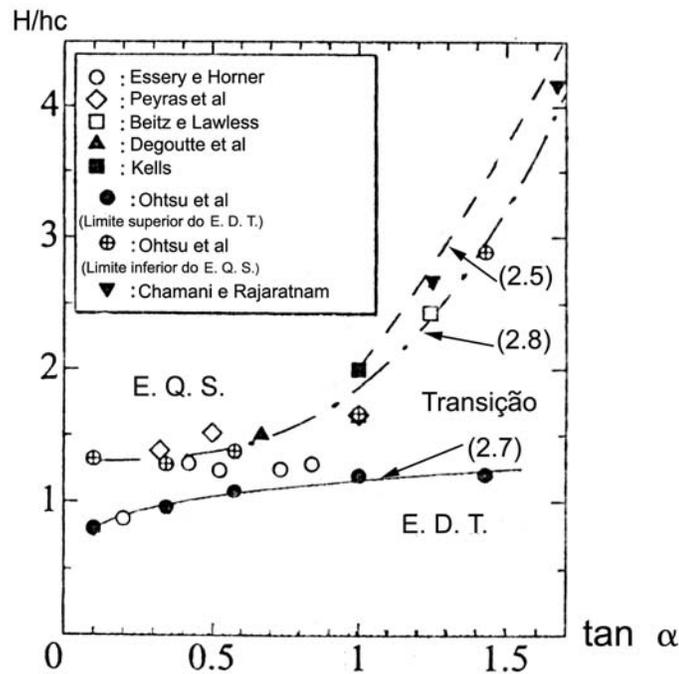


Figura 2.6 – Classificação dos regimes de escoamento em vertedouros em degraus.
 Observação: E.Q.S. – escoamento em quedas sucessivas e E.D.T. – escoamento deslizante sobre turbilhões. Fonte: OHTSU *et al.* (2001).

TATEWAR *et al.* (2001) concordam que o regime de escoamento deslizante ocorre quando o jato passando por um degrau tem linhas de corrente com o mesmo ângulo da calha do vertedouro. TATEWAR e INGLE (1999), *apud* TATEWAR *et al.* (2001), apresentaram uma equação para o início do escoamento deslizante em vertedouros em degraus, com H/l variando de 0,40 a 0,85 e inclinação dos degraus ϕ entre 0° e 20° :

$$\frac{h_c}{H} = -0,1195 \cdot \frac{H}{l} - 0,00385 \cdot \phi + 0,888 \quad (2.9)$$

onde ϕ é o ângulo de inclinação do piso do degrau (Figura 2.5b).

CHANSON (2001) analisou um grande número de dados de outros pesquisadores e passou a considerar a existência de um regime de transição no escoamento. O limite superior para a ocorrência de escoamento em quedas sucessivas foi definido como:

$$\frac{h_c}{H} = 0,89 - 0,4 \cdot \frac{H}{l} \quad (2.10)$$

O limite inferior para a ocorrência de escoamento deslizante pode ser estimado por:

$$\frac{h_c}{H} = 1,2 - 0,325 \cdot \frac{H}{l} \quad (2.11)$$

As equações (2.10) e (2.11) foram obtidas a partir de dados de vertedouros com degraus com piso horizontal e para valores de H/l variando entre 0,05 e 1,7 ($2,9^\circ < \alpha < 59,5^\circ$).

A Figura 2.7 compara as equações (2.1) a (2.6), (2.9) e (2.11) e mostra dados experimentais de alguns pesquisadores.

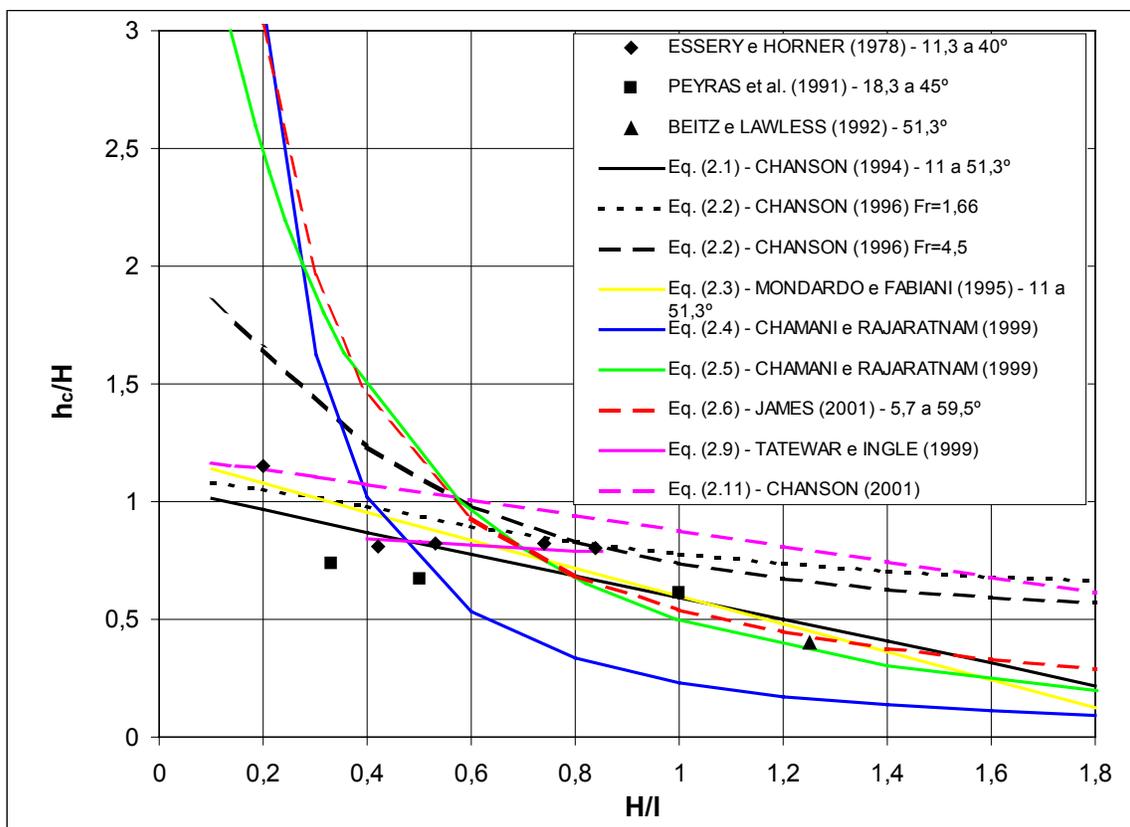


Figura 2.7 – Comparação de diferentes metodologias utilizadas para a determinação do início do regime de escoamento deslizante.

A Figura 2.7 mostra que a partir de um valor de H/l , de aproximadamente 0,7 ($35,0^\circ$), as diferentes metodologias conduzem a valores para h_c/H com uma mesma tendência, apesar de terem sido obtidas com base em diferentes estruturas. A aplicação das equações (2.1), (2.3), (2.5) e (2.6), para $H/l > 0,7$, conduzem a estimativas do início do escoamento deslizante com pequenas diferenças entre si. Para vertedouros com declividades menores que $35,0^\circ$, os dados são bastante dispersos, impossibilitando uma avaliação segura do início do regime de escoamento deslizante.

Nesta pesquisa o valor de H/l é igual a 1,33, ou seja, está em uma região onde as diferentes metodologias apresentam uma dispersão menor entre si. No capítulo 3 é apresentado o Quadro 3.6, com as vazões específicas estimadas, que conduzem ao início do escoamento deslizante, para as diferentes alturas de degraus utilizadas neste estudo segundo vários pesquisadores.

2.3 Posição do início da aeração no escoamento

Segundo CAMPBELL *et al.* (1965), nos escoamentos sobre vertedouros de calha lisa existe um ponto crítico, onde a camada limite atinge a superfície livre e este corresponde ao ponto de início da aeração. A superfície do escoamento a jusante deste ponto caracteriza-se pela irregularidade.

Nos vertedouros em degraus também observa-se esta configuração básica, no entanto, segundo BINDO *et al.* (1993), a macroturbulência criada pelos degraus no escoamento favorece o desenvolvimento da camada limite, sendo que neste caso a sua espessura aumenta muito mais rapidamente do que em uma calha lisa.

CHANSON (1994c), distingue três diferentes regiões ao longo da calha em degraus (Figura 2.8), para o escoamento em regime deslizante:

- **zona sem aeração do fluxo:** ocorre no trecho inicial da calha, no interior do qual desenvolve-se a camada limite, até esta atingir a superfície livre, ponto a partir do qual inicia o processo de aeração natural do escoamento;
- **zona de escoamento gradualmente variado:** esta região de escoamento é caracterizado por fluxos aerados com concentrações de ar variáveis ao longo da calha;
- **zona de escoamento uniforme:** região onde, para uma mesma vazão, tem-se um escoamento com profundidades, concentração de ar e distribuições de velocidades constantes. Neste regime de escoamento verifica-se uma profundidade uniforme do escoamento (h_n).

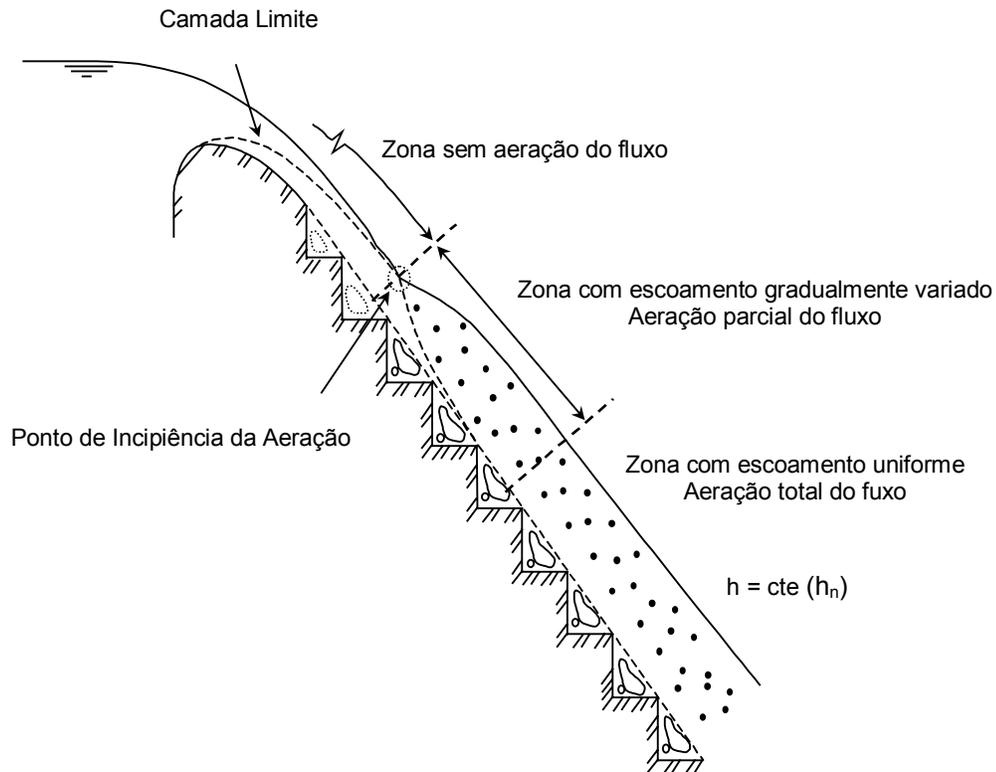


Figura 2.8 – Regiões do escoamento ao longo de um vertedouro em degraus com regime de escoamento deslizante, segundo CHANSON (1994c).

POVH (2000) considerou em seu trabalho quatro diferentes tipos de aeração:

- Aeração da superfície livre da água – Esta posição coincide com o local onde a camada limite atinge a superfície livre da água, e pode ser identificada por oscilações provocadas pela incorporação de ar no escoamento.
- Aeração intermitente dos degraus – A jusante da posição onde houve a aeração de superfície livre da água observou-se a ocorrência de vórtices na zona de separação a jusante do espelho de cada degrau, visualizados pela presença intermitente de ar.
- Aeração contínua dos degraus – Posição onde foi visualizada a formação de vórtice no interior da cavidade do degrau através da circulação contínua de ar.
- Fluxo totalmente aerado ao longo da profundidade – Pode ser identificada como a posição a partir da qual a aeração do fluxo proveniente da superfície livre da água e dos degraus se encontraram de uma forma praticamente permanente.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1977), a partir de dados experimentais de modelos e protótipos de vertedouros com face de concreto lisa, desenvolveram a equação:

$$\frac{\delta}{L_A} = 0,080 \left(\frac{L_A}{k_s} \right)^{-0,233} \quad (2.12)$$

onde: δ é a espessura da camada limite, L_A é a distância do início do desenvolvimento da camada limite à posição que esta atinge a superfície livre, que indica o início da aeração do escoamento (Figura 2.9) e k_s é a rugosidade equivalente, que para concreto liso é aproximadamente igual a 0,6 mm.

TOZZI (1992) e TOZZI e BRIGHETTI (1994) realizaram ensaios em modelos reduzidos de vertedouros em degraus, com cinco diferentes rugosidades 'k' (5, 10, 20, 30 e 60 mm), para vazões entre 34,4 e 201,4 l/s/m. Com base nos resultados obtidos, concluíram que a equação (2.12) pode ser utilizada na determinação da espessura da camada limite em vertedouros em degraus, utilizando a rugosidade 'k' ($k = H \cos \alpha$), da geometria dos degraus, como rugosidade equivalente.

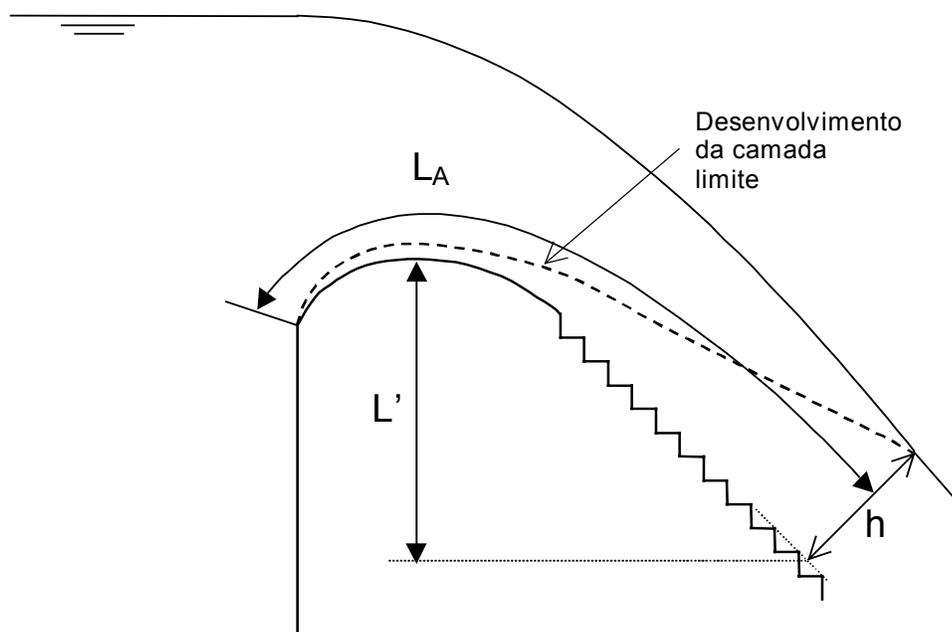


Figura 2.9 – Definição da posição de início da aeração, quando a camada limite atinge a superfície livre.

WOOD et al. (1983) propuseram a equação (2.13) para o início da aeração em vertedouros com calhas de diferentes rugosidades.

$$\frac{L_A}{k} = 13,6 \cdot (\sin \alpha)^{0,0796} \cdot (F^*)^{0,713} \quad (2.13)$$

onde: $F^* = q / \sqrt{gk^3 \sin \alpha}$, q é a vazão específica e g é a aceleração da gravidade.

CHANSON (1994b) analisou o início da aeração do escoamento com base em dados experimentais de outros pesquisadores e propôs as seguintes equações:

$$\frac{L_A}{k} = 9,719 \cdot (\sin \alpha)^{0,0796} \cdot (F^*)^{0,713} \quad (2.14)$$

$$\frac{h_A}{k} = \frac{0,4034}{(\sin \alpha)^{0,04}} \cdot (F^*)^{0,592} \quad (2.15)$$

onde: $F^* = q / \sqrt{gk^3 \sin \alpha}$, q é a vazão específica, g é a aceleração da gravidade e h_A é a profundidade do escoamento no ponto do início da aeração.

As equações (2.14) e (2.15) foram deduzidas a partir de dados de estruturas com declividades entre 27 e 52°.

Segundo MATEOS IGUACEL e ELVIRO GARCÍA (1999) o critério adotado para determinar a posição do início da aeração foi a observação do degrau no qual as bolhas de ar permanecem estáveis dentro do mesmo. Foram realizados ensaios em modelos com escalas entre 1:6 e 1:25, com degraus de 0,9 e 1,2 cm de altura e declividades entre 1V:0,80H (51,3°) e 1V:0,75H (53,13°). Foi obtida a seguinte equação para a posição do início da aeração:

$$\frac{L'}{H} = 5,6 \cdot \left(\frac{q}{g^{0,5} H^{1,5}} \right)^{0,8} \quad (2.16)$$

onde: L' é o desnível entre a cota da crista do vertedouro e a posição na qual se observa o início da aeração (Figura 2.9).

LEJEUNE e LEJEUNE (1994) *apud* POVH (2000), realizaram testes em modelo e chegaram a uma equação para a posição do início da entrada de ar no fluxo:

$$L' = 2,2724 + 1,7601q \quad (2.17)$$

A equação (2.17) calcula o desnível até o início da aeração para estruturas na escala 1:1.

Na Figura 2.10 são apresentados gráficos do início da aeração em função da vazão específica, para vertedouros em degraus de declividade 1V:0,75H, para as diferentes alturas de degraus utilizadas neste estudo. Observa-se que os três

pesquisadores prevêem uma mesma tendência para o comportamento do início da aeração em função da vazão.

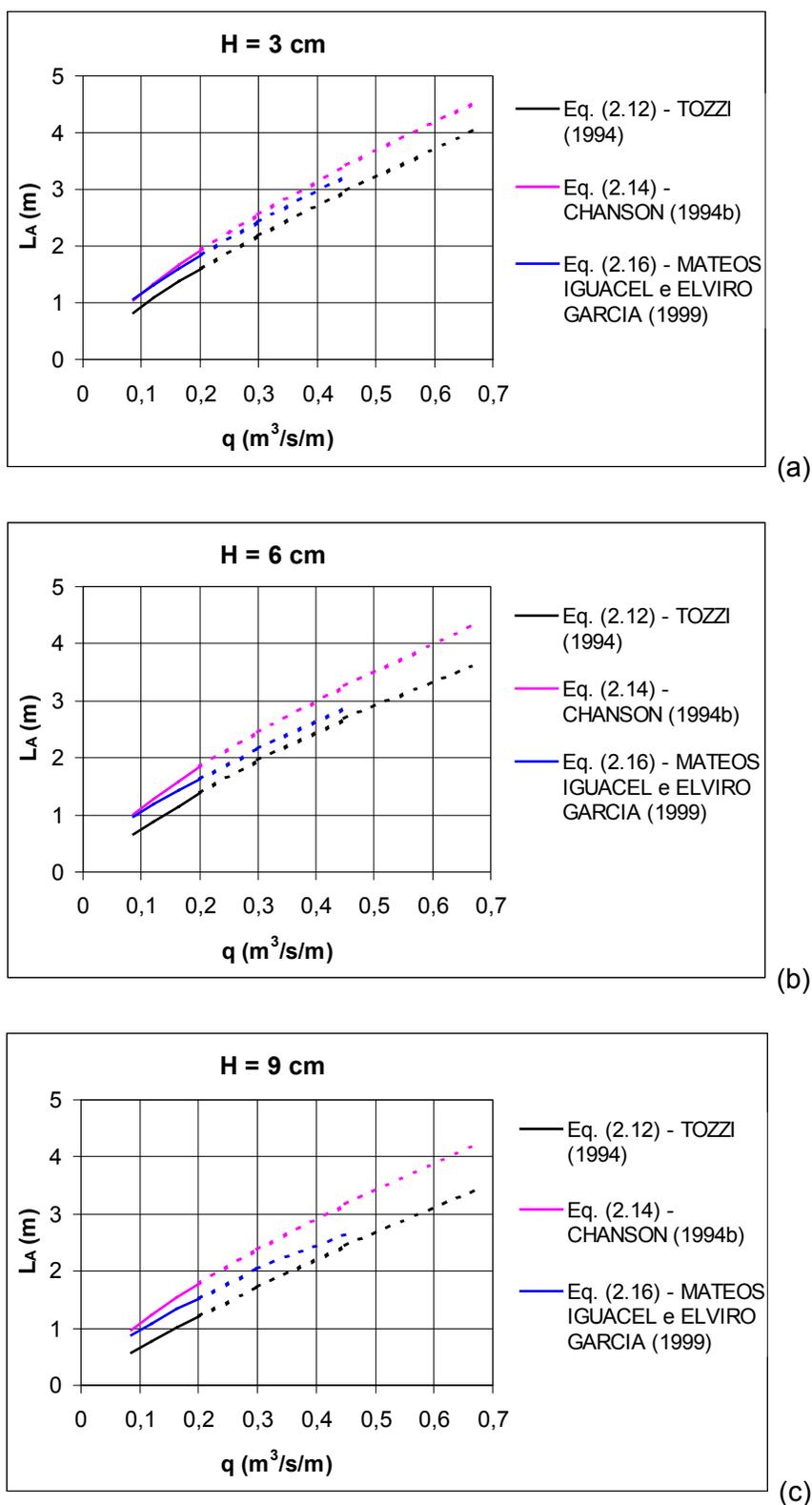


Figura 2.10 – Gráficos comparativos do início da aeração em função da vazão específica para: (a) degrau com 3cm de altura; (b) 6cm e (c) 9cm. As curvas tracejadas representam a extrapolação das equações propostas.

Na Figura 2.10, os valores de L_A para MATEOS IGUACEL e ELVIRO GARCÍA (1999), foram avaliados para a geometria do modelo que será analisado neste estudo, a partir dos valores de L' calculados pela equação (2.16).

As metodologias propostas para a determinação do início da aeração, até o presente momento, baseiam-se em experimentos com vazões específicas de aproximadamente até $0,20 \text{ m}^3/\text{s.m}$. As curvas para o início da aeração em escoamentos com vazões acima deste valor foram extrapoladas (neste estudo será verificado a possibilidade da realização desta extrapolação).

BINDO *et al.* (1993) recomenda que a altura dos degraus seja escolhida de tal forma que, para a vazão máxima, o escoamento aerado comece entre 5 e 10 m acima da cota do canal de jusante.

2.4 Dissipação de energia

Segundo TOZZI (1992), para possibilitar a avaliação teórica da energia do escoamento em qualquer posição de calha torna-se necessário o estabelecimento de uma lei geral para o fator de resistência f da equação de Darcy-Weisbach.

Neste item (2.4) são apresentados algumas proposições para o fator de resistência e para a dissipação de energia, obtidas teoricamente ou empiricamente, de acordo com vários pesquisadores.

2.4.1. Fator de resistência - f

Diversos autores sugeriram o cálculo do fator de resistência f pela equação de Darcy-Weisbach, ou pelo coeficiente de atrito $c_f = f/4$.

RAJARATNAM (1990), considerando que o escoamento torna-se totalmente desenvolvido depois dos primeiros degraus, propôs teoricamente, a partir da equação da quantidade de movimento, que o coeficiente de atrito pode ser obtido por:

$$c_f = \frac{2.h_n^3.g.\text{sen}\alpha}{q^2} \quad \text{ou} \quad f = \frac{8.h_n^3.g.\text{sen}\alpha}{q^2} \quad (2.18)$$

onde h_n é a profundidade normal uniforme obtida para um escoamento completamente desenvolvido num regime de escoamento deslizante.

RAJARATNAM (1990), analisou os resultados experimentais de SORENSEN (1985), no estudo de um vertedouro em degraus de declividade 1V: 0,78H (52,04°) com degraus de 0,61 m de altura, e avaliou o valor de coeficiente de atrito em torno de 0,18, correspondente a um fator de resistência de 0,72.

STEPHENSON (1991), propôs uma expressão geral para o fator de resistência para escoamentos turbulentos rugosos, assumindo que este tenha atingido a zona de escoamento aerado uniforme:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1,14 + 2 \cdot \log\left(\frac{4h_n}{k}\right) \quad (2.19)$$

Devido a dificuldade de medição da superfície livre de escoamentos aerados e turbulentos, como o que ocorre em vertedouros em degraus, TOZZI (1992) procurou estabelecer uma lei para a avaliação da resistência relativa à rugosidade dos degraus, com base em uma investigação experimental, compreendendo a execução de ensaios com fluxo de ar em condutos sob pressão. Destes ensaios pode-se estabelecer algumas equações.

Para declividade 1V : 0,75H:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2,16 + 1,24 \cdot \log\left(\frac{h}{k}\right), \text{ para } h/k > 1,80 \quad (2.20)$$

$$f = 0,163, \text{ para } h/k < 1,80 \quad (2.21)$$

Para declividade 1V : 2H:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 3,25 + 0,39 \cdot \log\left(\frac{h}{k}\right), \text{ para } 1,0 \leq h/k \leq 14,0 \quad (2.22)$$

Para declividade 1V : 6,69H:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 3,68 + 0,28 \cdot \log\left(\frac{h}{k}\right), \text{ para } 1,0 \leq h/k \leq 10,0 \quad (2.23)$$

onde h é a profundidade do escoamento medido a partir do pseudo fundo, perpendicular a este.

Segundo CHANSON (1993), o fator de resistência f , da equação de Darcy-Weisbach, é função do número de Reynolds, da rugosidade k da superfície em degraus e da declividade do vertedouro. Se o escoamento é uniforme, o coeficiente f pode ser deduzido da equação de quantidade de movimento:

$$f = \frac{8g \cdot (\text{sen } \alpha) \cdot h_n^2}{q^2} \cdot \left(\frac{D_H}{4} \right) \quad (2.24)$$

onde: D_H é o diâmetro hidráulico ($D_H = 4A/P$, sendo A a área da seção e P o perímetro molhado).

CHANSON (1993) baseado nos dados de SORENSEN (1985) e DIEZ-CASCON *et al.* (1991), observou valores do fator de resistência variando entre 0,6 e 3,5, com um valor médio igual a 1,30. Estes altos valores do fator de resistência, para vertedouros com calhas em degraus, comparando-se com calhas lisas, implicam uma brusca redução da velocidade, um grande aumento da profundidade e, conseqüentemente, maior dissipação de energia.

CHANSON (1994b), coloca que o fator de resistência na região de escoamentos gradualmente variados (aeração parcial do fluxo), pode ser deduzido da equação da energia:

$$f = \frac{8g \cdot h^2}{q^2} \cdot \frac{D_H}{4} \cdot \frac{\Delta H}{\Delta s} \quad (2.25)$$

onde ΔH é a perda de carga total numa variação de distância Δs .

CHANSON (1994b) analisando um número maior de dados de modelos e protótipos, constatou que o fator de resistência f é independente do número de Reynolds. CHANSON (1994b) propõe a equação (2.26), com base em dados de estruturas com declividades menores que 12° e desprezando os possíveis efeitos da entrada de ar no escoamento. A análise dos dados das estruturas com declividade entre 50° e 55° , gerou valores para o fator de resistência muito dispersos, variando entre 0,17 e 5,00, com um valor médio em torno de 1,00 (Figura 2.11), modificando a análise inicial realizada em 1993.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1,42 \cdot \ln\left(\frac{D_H}{k}\right) - 1,25 \quad (2.26)$$

CHAMANI e RAJARATNAM (1999a) realizaram ensaios experimentais e propuseram a equação (2.27) para o coeficiente de atrito a partir de seus resultados em conjunto com os dados de diversos pesquisadores, assumindo que o escoamento é turbulento rugoso.

$$\frac{1}{\sqrt{c_f}} = 3,85 \cdot \log\left(\frac{h}{k}\right) + 3,53 \quad \text{ou} \quad \frac{1}{\sqrt{f}} = 1,925 \cdot \log\left(\frac{h}{k}\right) + 1,765 \quad (2.27)$$

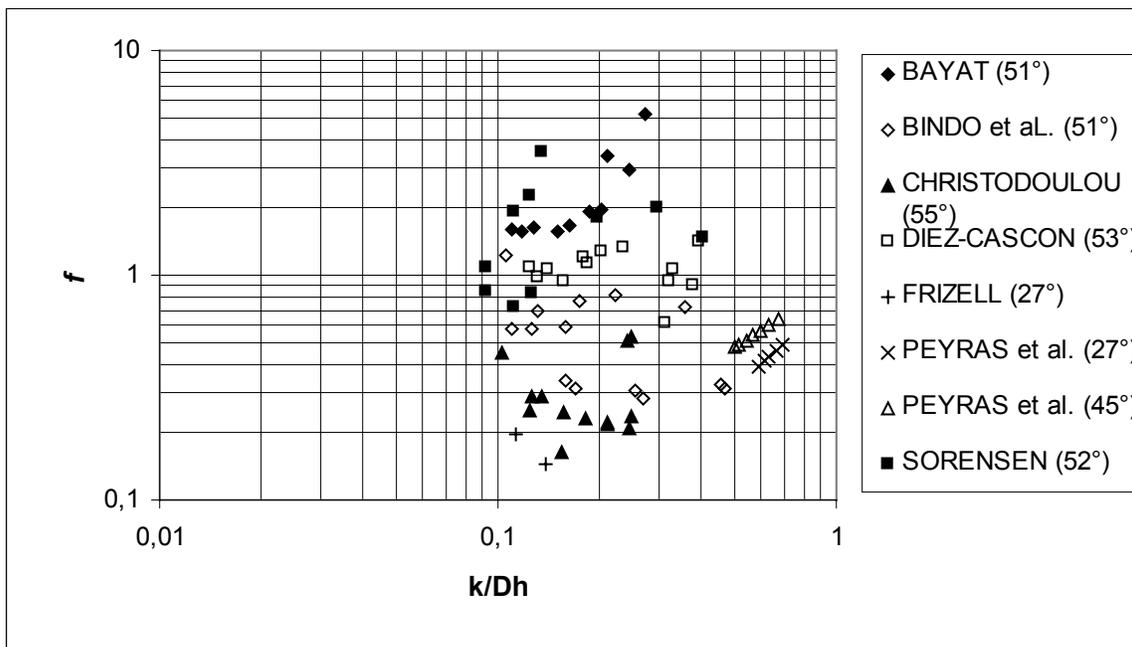


Figura 2.11 – Fator de resistência de acordo com os resultados de diversos pesquisadores (retirado de CHANSON 1994c)

A Figura 2.12 compara a avaliação do fator de resistência segundo as equações propostas por alguns pesquisadores.

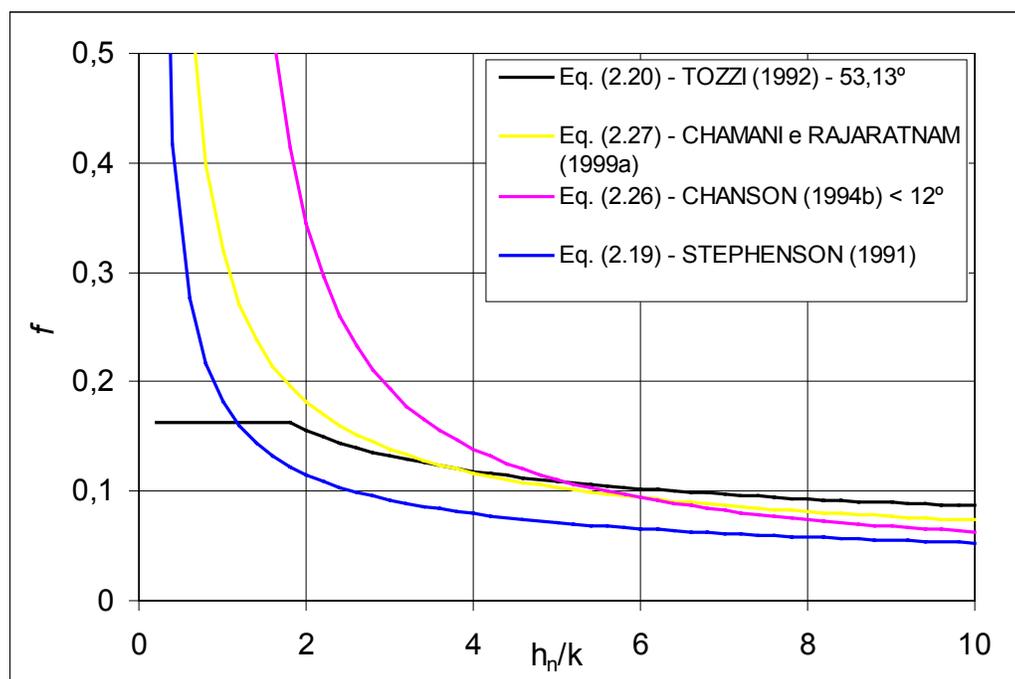


Figura 2.12 – Comparação do fator de resistência f , calculado por diferentes metodologias.

A Figura 2.12 mostra que para $h_n/k \approx 4,5$, o fator de resistência, avaliado segundo diferentes proposições, é aproximadamente igual, e para valores de $h_n/k > 4,5$ há uma mesma tendência entre as curvas. Na faixa $h_n/k < 4,5$ ainda há uma certa dispersão entre os diferentes estudos realizados para o fator de resistência.

Apesar de todas estas proposições não existe uma metodologia consagrada para a determinação da resistência do escoamento em calhas em degraus. A análise dos trabalhos já realizados no assunto, torna-se difícil, pelo fato da comparação ocorrer entre resultados obtidos em condições diferentes e em alguns casos não bem definidas na sua explanação.

CHANSON *et al.* (2002), passam a analisar os escoamentos sobre vertedouros em degraus de uma forma mais elaborada. Em escoamentos uniformes sobre canais com degraus horizontais, a característica dominante do escoamento é a troca de momentos entre o fluxo livre e a cavidade de cada degrau. Uma análise dimensional completa de escoamentos sobre vertedouros em degraus resulta em (CHANSON *et al.* 2002):

$$F\left(\frac{V_n}{\sqrt{gh_n}}; \rho \frac{V_n h_n}{\mu}; \frac{g\mu^4}{\rho\sigma^3}; C^*; \frac{h_n}{H}; \frac{W}{H}; \theta; \frac{k}{H}\right) = 0 \quad (2.28)$$

onde V_n e h_n são velocidade e profundidade médias em condições de escoamento uniforme, W é a largura do canal, H é a altura do degrau, k é a rugosidade, g é a aceleração da gravidade, C^* é a concentração de ar, μ é o coeficiente de viscosidade dinâmica, ρ é a densidade da água e σ é o coeficiente de tensão superficial.

Os termos da equação (2.28) representam em ordem: o número de Froude, o número de Reynolds, o número de Morton, a concentração de ar, e quatro termos que caracterizam a geometria dos degraus e os efeitos de atrito nas paredes dos mesmos.

Esta análise dimensional mostra a complexidade da obtenção da similaridade dinâmica de escoamentos do tipo deslizante em modelos de vertedouros em degraus. Os estudos experimentais realizados nesta área utilizam a similaridade geométrica (modelos de Froude), com a utilização do mesmo fluido em modelo e protótipo. Esta simplificação adotada pode explicar, em parte, a dispersão dos resultados encontrados para o fator de resistência. CHANSON *et al.* (2002) recomendam que modelos que envolvem estudos de fenômenos de entrada de ar, devem ser realizados em escalas entre 1:1 e 1:10, com o objetivo de adquirir boas condições de similaridade.

2.4.2. Dissipação de energia

SORENSEN (1985) desenvolveu um modelo hidráulico para investigar o comportamento do vertedouro em degraus projetado para a Barragem de Monksville. A vazão de projeto é de 6 m³/s/m, e a vazão máxima provável é de 9,3 m³/s/m. O vertedouro apresenta uma altura total de 36,6 m, sendo a calha de declividade 1V: 0,78H (52,04°), com degraus de altura igual a 0,61 m. Foram utilizados modelos nas escalas 1:10 e 1:25, sendo ensaiado também um modelo com calha lisa.

SORENSEN (1985), avaliou a dissipação de energia através da medição das profundidades do fluxo na calha. Baseado em seus experimentos, constatou que a energia cinética na base do vertedouro em degraus correspondia a valores entre 6 e 12% do valor obtido nos modelos com calha lisa, para a faixa de vazões ensaiadas.

RAJARATNAM (1990), propôs uma equação teórica, para avaliar a dissipação de energia adicional, em um vertedouro em degraus, em comparação com um vertedouro de calha lisa.

$$\frac{\Delta E'}{E'} = \frac{(1-M) + \frac{F_0'^2 (M^2 - 1)}{2M^2}}{1 + \frac{F_0'^2}{2}} \quad (2.29)$$

onde: E' é a energia residual no vertedouro de calha lisa, $\Delta E'$ é a diferença entre a energia residual do vertedouro de calha lisa e do vertedouro em degraus, $M = (c_f/c_f')^{1/3}$, F_0' é o número de Froude na base do vertedouro com calha lisa, c_f' é o coeficiente de atrito para a estrutura lisa. O autor estima $c_f \approx 0,18$, $c_f' \approx 0,0065$, resultando $M = 3$. Considerando estes valores e para F_0' relativamente altos, o autor avalia que a dissipação de energia relativa é aproximadamente igual a 88,9%.

STEPHENSON (1991) comenta que vertedouros em degraus, no regime de escoamento deslizante, apresentam a máxima dissipação de energia para degraus com bases mais largas (dimensão “ l ” da Figura 2.5), no entanto existem limitações econômicas quanto a declividade da calha. A dissipação de energia aumenta com o aumento do tamanho dos degraus até um certo limite. A dissipação de energia pode ser aumentada principalmente até a fase onde a profundidade da água é aproximadamente um terço da profundidade crítica. Para que o vertedouro atue satisfatoriamente na dissipação de energia, é adequado que o mesmo seja projetado de forma que o escoamento atinja o escoamento uniforme ao longo de sua calha.

STEPHENSON (1991), considerando que o escoamento atinge a profundidade aerada uniforme, propôs uma equação teórica para a avaliação da dissipação de energia em vertedouros em degraus:

$$\frac{\Delta E}{E_m} = 1 - \left(\left(\frac{f}{8 \operatorname{sen} \alpha} \right)^{1/3} \cos \alpha + \frac{1}{2} \left(\frac{f}{8 \operatorname{sen} \alpha} \right)^{-2/3} \right) \frac{h_c}{H_V} \quad (2.30)$$

O coeficiente f utilizado na equação (2.30) é obtido pela equação (2.19), segundo a proposição de STEPHENSON (1991).

TOZZI e BRIGHETTI (1993a) propuseram uma metodologia para o cálculo da energia residual no pé de vertedouros em degraus com declividade 1V:0,75H. A quantidade de energia dissipada ao longo da calha é função da vazão específica do escoamento e das dimensões e formato dos degraus.

O perfil da superfície livre da água ao longo da calha, num escoamento típico, decresce até o ponto onde inicia a aeração; a partir deste ponto a profundidade aumenta em direção ao pé do vertedouro. As profundidades não aeradas do escoamento foram calculadas pelo método das diferenças finitas, através da equação:

$$H_m = H_j + \bar{i}_e \cdot \Delta l \quad (2.31)$$

Onde: H_m e H_j são as energias totais do escoamento nas seções de montante e de jusante, respectivamente, \bar{i}_e é a declividade média da linha de energia e Δl é a distância, ao longo da calha, entre as seções de montante e jusante.

Na determinação da declividade da linha de energia em cada seção, foi utilizada a equação de Darcy-Weisbach, utilizando-se o fator de resistência f definido nas equações (2.20) e (2.21).

A energia total do escoamento (E_t) é definida pela equação:

$$E_t = z + h + \alpha_1 \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (2.32)$$

onde: z é a cota do piso do degrau na seção considerada, h é a profundidade do escoamento, V é a velocidade média, α_1 é o coeficiente de Coriolis, adotado igual a 1,10.

A energia residual teórica na bacia de dissipação (E^*) é dada pela expressão:

$$E^* = h + \alpha_1 \cdot \frac{q^2}{2g \cdot h^2} \quad (2.33)$$

TOZZI e BRIGHETTI (1993a), determinaram a energia residual por outros dois métodos: através da medição da distribuição de velocidades do escoamento no final da calha (E_v) e por via indireta, através de imposição da formação de ressalto hidráulico na bacia de dissipação (E_r), e estes foram comparados com os valores calculados teoricamente.

O perfil de velocidades foi estudado em duas partes. Uma profundidade h'_1 , que compreende a região com variações de velocidade de zero a V_{\max} e outra parte de profundidade h'_2 , com distribuição uniforme de velocidades. A energia residual no final da calha foi calculada por:

$$E_v = \frac{E_{v1} \cdot q_1 + E_{v2} \cdot q_2}{q} \quad (2.34)$$

onde: $E_{v1} = h + \alpha_1 \cdot V_1^2 / 2 \cdot g$, $E_{v2} = h + V_{\max}^2 / 2 \cdot g$, q_1 e q_2 são as vazões específicas correspondentes as profundidades h'_1 e h'_2 , respectivamente e V_1 é a velocidade média do trecho correspondente à profundidade h'_1 .

Na avaliação da energia residual através da formação de um ressalto hidráulico, foi realizada a medição da profundidade de jusante do ressalto (h_2) e, através da equação de Belanger calculou-se a profundidade conjugada de montante (h_1). A energia residual foi calculada pela expressão:

$$E_r = h_1 + \alpha_1 \cdot \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot h_1^2} \quad (2.35)$$

Comparando as energias residuais calculadas pelos três procedimentos, estes pesquisadores observaram que os resultados teóricos apresentam diferenças máximas na ordem de 14% e de 15% em relação aos valores de E_r e de E_v , respectivamente. Avaliando a razão da energia dissipada ao longo da calha pela energia a montante do vertedouro, observou-se que esta relação é tanto mais significativa quanto menor for a vazão específica escoada pelo vertedouro. Para uma determinada vazão, verificou-se que há um aumento na dissipação até um certo limite de tamanho do degrau / altura de rugosidade. Estabeleceu-se uma equação que conduz a altura de rugosidade (k_{\max}), em função da vazão específica, que conduz à máxima dissipação de energia:

$$k_{\max} = 0,0764 \cdot q^{2/3} \quad (2.36)$$

BINDO *et al.* (1993) realizaram estudos experimentais, em modelo na escala 1:20, representando o vertedouro em degraus da barragem de M'Bali. Esta barragem caracteriza-se por 24 m de altura (1,20 no modelo), declividade de 1V: 0,8H (51,34°), degraus com 0,80 m de altura e carga de projeto igual a 3,45 m. A avaliação da

dissipação de energia resultou em variações de 90% para as menores vazões até 50% para a vazão de projeto.

CHRISTODOULOU (1993) realizou estudos experimentais em um modelo de um vertedouro em degraus, com perfil padrão da Waterways Experiment Station (WES) e declividade da calha igual a 1V: 0,7H (55,0°). Este modelo caracterizou-se pela presença de 7 degraus menores na parte curva do perfil e 8 degraus de altura constante igual a 2,5 cm, localizados na parte de declividade 1V: 0,7H. Foram realizadas medições de níveis em dois degraus da calha (10° e 13°), para vazões variando entre 0,02 m³/s/m e 0,09 m³/s/m, correspondendo ao regime de escoamento deslizante. A dissipação de energia foi avaliada segundo a equação:

$$\Delta E = E_m - E_p \quad (2.37)$$

onde $E_p = h \cdot \cos \alpha + (V^2/2g)$ é a energia no degrau considerado; E_m é a energia a montante relativa ao mesmo plano de referência.

Os resultados encontrados por CHRISTODOULOU (1993) para a dissipação de energia, foram menores do que as avaliações de outros estudos. A maioria dos valores de dissipação de energia encontrados são inferiores a 50%, como pode ser observado na Figura 2.13, supõe-se que isso se explique pela pequena dimensão do modelo (35,93 cm entre a cota da crista e a cota da bacia de dissipação), que impossibilitou o estabelecimento do escoamento uniforme na calha, critério adotado por outros pesquisadores. A Figura 2.13 apresenta a avaliação da dissipação de energia em relação à profundidade crítica em duas posições da calha, no 10° degrau e no 13°.

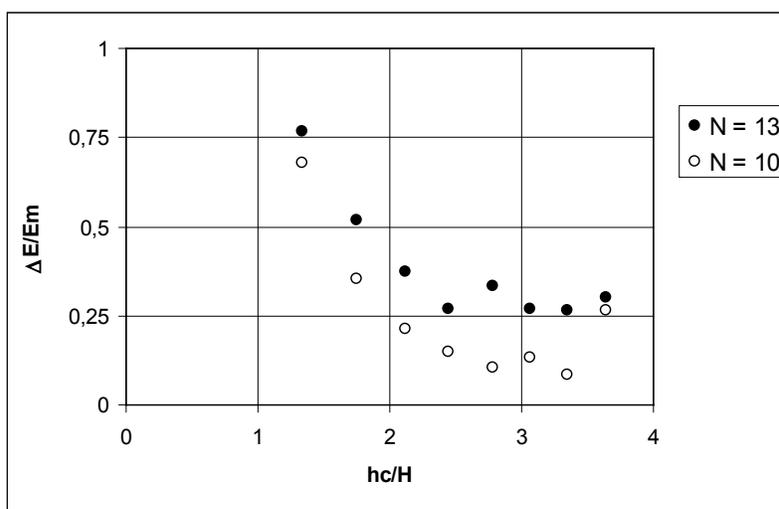


Figura 2.13 – Resultados encontrados por Christodoulou (1993). N = número do degrau em análise (contando no sentido do escoamento).

Segundo CHANSON (1994a), no regime de escoamento deslizante, os degraus atuam como uma grande rugosidade. A maioria da energia é dissipada na manutenção dos vórtices formados abaixo do pseudo fundo, através da transmissão de esforços cortantes do escoamento principal a estes vórtices.

CHANSON (1994a), com base na análise de dados experimentais, formulou as equações (2.38) e (2.39), para estimar a perda de energia em escoamentos no regime deslizante, para vertedouros sem comportas e com comportas, respectivamente. A Figura 2.14 apresenta a equação (2.38), para um $f = 1,0$ e alguns resultados de outros pesquisadores, *apud* CHANSON (1994c).

$$\frac{\Delta E}{E_m} = 1 - \frac{\left(\frac{f}{8 \cdot \text{sen} \alpha}\right)^{1/3} \cdot \cos \alpha + \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{f}{8 \cdot \text{sen} \alpha}\right)^{-2/3}}{\frac{3}{2} + \frac{H_V}{h_c}} \quad (2.38)$$

$$\frac{\Delta E}{E_m} = 1 - \frac{\left(\frac{f}{8 \cdot \text{sen} \alpha}\right)^{1/3} \cdot \cos \alpha + \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{f}{8 \cdot \text{sen} \alpha}\right)^{-2/3}}{\frac{H_V + H_o}{h_c}} \quad (2.39)$$

onde: f é o fator de resistência, H_V é a altura total do vertedouro, calculada pela diferença entre a cota da crista do vertedouro e a cota da bacia de dissipação, H_o é a carga sobre a crista do vertedouro, E_m para um vertedouro sem comporta: $E_m = H_V + 1,5 \cdot h_c$, e para um vertedouro com comporta: $E_m = H_V + H_o$.

FERNÁNDEZ (1994), realizou a investigação experimental em um modelo hidráulico na escala 1:25 de um vertedouro em degraus. O modelo representou um vertedouro com 175 m de altura, declividades do perfil variando entre 1V: 0,75H e 1V: 1H, 100 m de largura e degraus com 2,10 m de altura. A vazão de projeto era igual a 41 m³/s/m e a vazão da Cheia Máxima Provável (CMP) igual a 61,3 m³/s/m. A avaliação da dissipação de energia relativa deste vertedouro por efeito dos degraus, em relação ao que se teria num vertedouro liso, variou de 82 % para uma vazão específica de 12,1 m³/s/m (protótipo), passando para 69 % para a vazão de projeto e 61 % para a CMP.

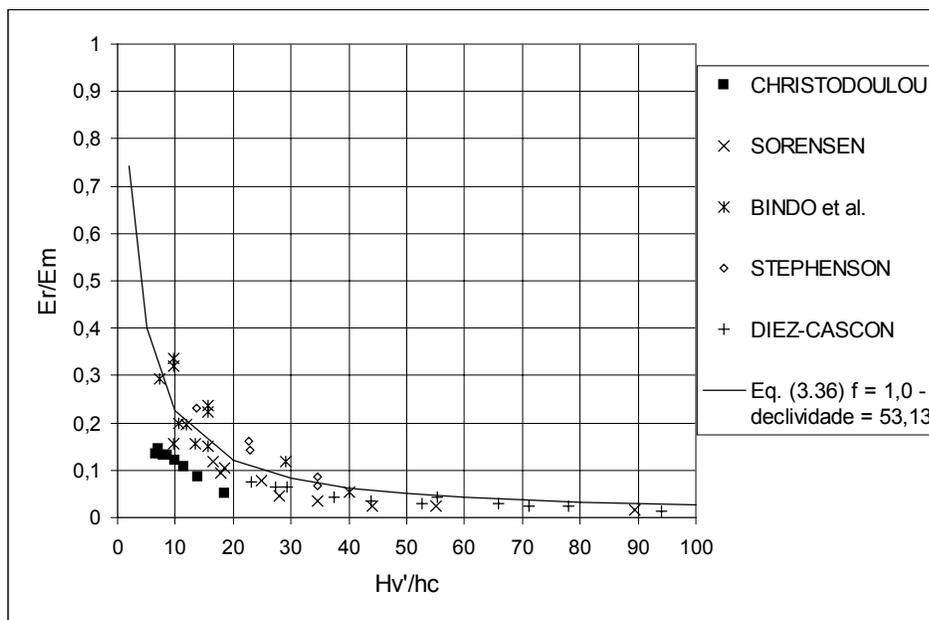


Figura 2.14 – Comparação da energia residual relativa obtida por diversos pesquisadores e a equação proposta por CHANSON (1994a), para $f = 1,0$. Fonte: CHANSON (1994c).

RICE e KADAVY (1996) avaliaram o comportamento de um vertedouro em degraus construído em CCR através de um modelo na escala 1:20. A estrutura real apresenta um desnível entre a crista e a bacia de dissipação de 17,07 m, vazão específica de projeto de $14,5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, degraus com 0,61 m de altura e declividade da calha igual a 1V: 2,5H. Nesta estrutura em degraus, a perda de energia varia de 48% para a vazão de $14,5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ à 71% na vazão de $5,81 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Numa estrutura semelhante, com calha lisa, estes valores de perdas de energia são iguais a 20% e 25%, respectivamente. A dissipação de energia na calha em degraus é entre 2 e 3 vezes maior que a que ocorre em um vertedouro de calha lisa.

PEGRAM *et al.* (1999) realizaram ensaios em modelos de vertedouros em degraus com declividade 1V: 0,60H, nas escalas 1:10 e 1:20. Na escala 1:10 foi representado um vertedouro em degraus de 30 m de altura, com a altura dos degraus entre 0,25 e 2,00 m e vazões entre 0,8 e $3,8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. No modelo em escala 1:20, foi estudado um vertedouro com 58 m de altura, degraus entre 0,50 e 2,00 m de altura e vazões entre 1,8 e $21,7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

Para avaliação da energia residual utilizou-se a profundidade de jusante do ressalto hidráulico, formado em uma base horizontal no pé do vertedouro. Com este valor foi calculada a profundidade conjugada a montante do ressalto hidráulico, assim como a energia específica correspondente.

PEGRAM *et al.* (1999) observaram que a profundidade de jusante do ressalto hidráulico para uma determinada profundidade crítica independe da altura do degrau, como pode ser observado nas Figuras 2.15 e 2.16. Para os menores valores de h_c há uma certa dispersão, que segundo os autores, explica-se pelo fato do escoamento estar na transição entre o escoamentos em quedas sucessivas e o escoamento deslizando.

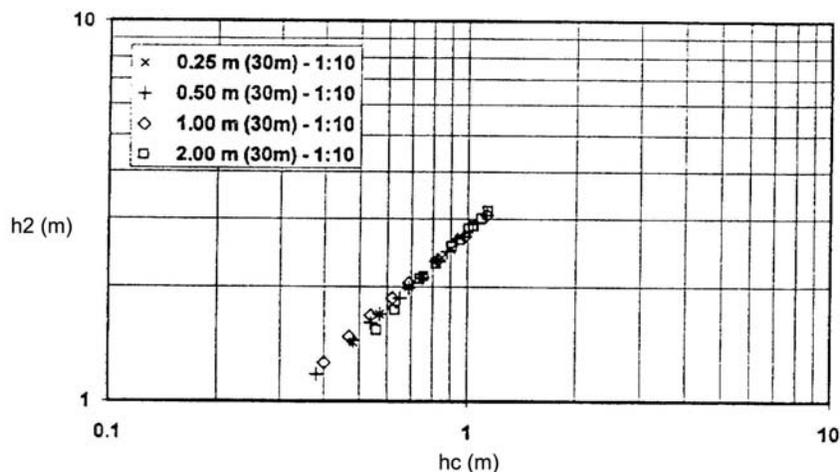


Figura 2.15 – Profundidade conjugada de jusante h_2 pela profundidade crítica h_c , para o modelo na escala 1:10 (Fonte: PEGRAM *et al.*, 1999).

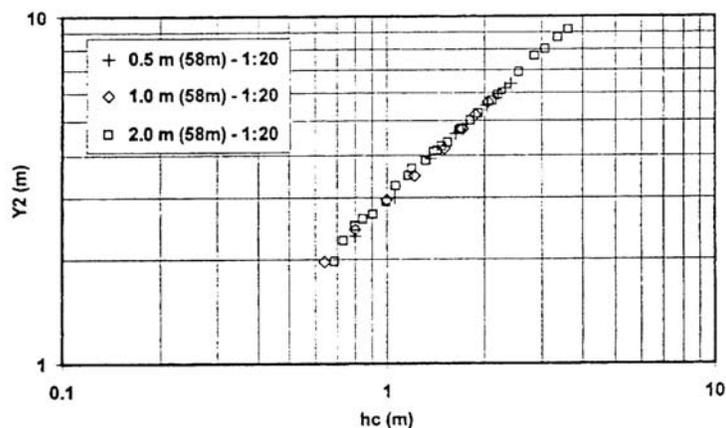


Figura 2.16 – Profundidade conjugada de jusante h_2 pela profundidade crítica h_c , para o modelo na escala 1:20 (Fonte: PEGRAM *et al.*, 1999).

Nos ensaios realizados no modelo na escala 1:10, observou-se que o escoamento não atingiu o regime uniforme para todas as vazões ao contrário do modelo na escala 1:20. PEGRAM *et al.* (1999), através desta observação e dos resultados apresentados nas Figuras 2.15 e 2.16, concluíram que a resistência ao escoamento, diretamente

relacionado a dissipação de energia, é independente da altura dos degraus e do equilíbrio do escoamento ter sido atingido.

PEGRAM *et al.* (1999) realizaram ensaios, também, em vertedouros com calha lisa, para obtenção do incremento na dissipação de energia em vertedouros com paramento em degraus. Os dados obtidos com o modelo em calha lisa foram comparados com os dados de protótipo, disponíveis na literatura. Nas Figuras 2.17 e 2.18 apresentam-se a energia específica residual em função da profundidade a jusante do ressalto hidráulico, para os modelos na escala 1:10 e 1:20, respectivamente. Nestas figuras são apresentados os resultados para o vertedouro em degraus, para o vertedouro com calha lisa, juntamente com os valores teóricos para calhas lisas e, também, utilizando-se a equação de Bernoulli para um fluido ideal.

Para o modelo na escala 1:10, representando um vertedouro de 30 m de altura, com degraus de 0,50 m de altura, tem-se as seguintes equações para a energia residual:

- para a calha lisa:

$$E' = 12,7.h_2^{0,392} \quad (2.40)$$

- para calha em degraus com H = 0,5 m:

$$E_r = 4,42.h_2^{0,685} \quad (2.41)$$

Para o modelo na escala 1:20, representando um vertedouro de 58 m de altura, com degraus de 2,00 m de altura, a energia residual é dada por:

- para a calha lisa:

$$E' = 11,6.h_2^{0,634} \quad (2.42)$$

- para calha em degraus com H = 2,0 m:

$$E_r = 5,35.h_2^{0,692} \quad (2.43)$$

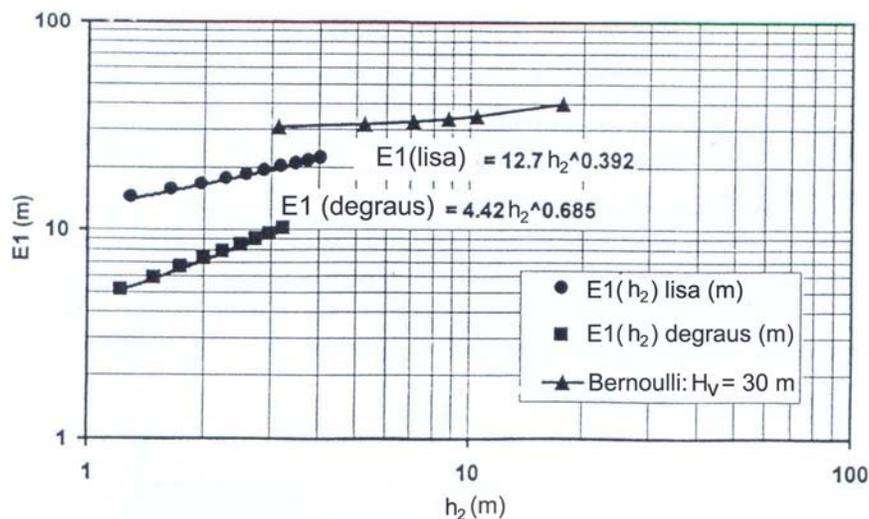


Figura 2.17 – Energia residual específica, para a calha lisa e com degraus, em função de h_2 , para um vertedouro com 30 m de altura (Fonte: PEGRAM *et al.*, (1999)).

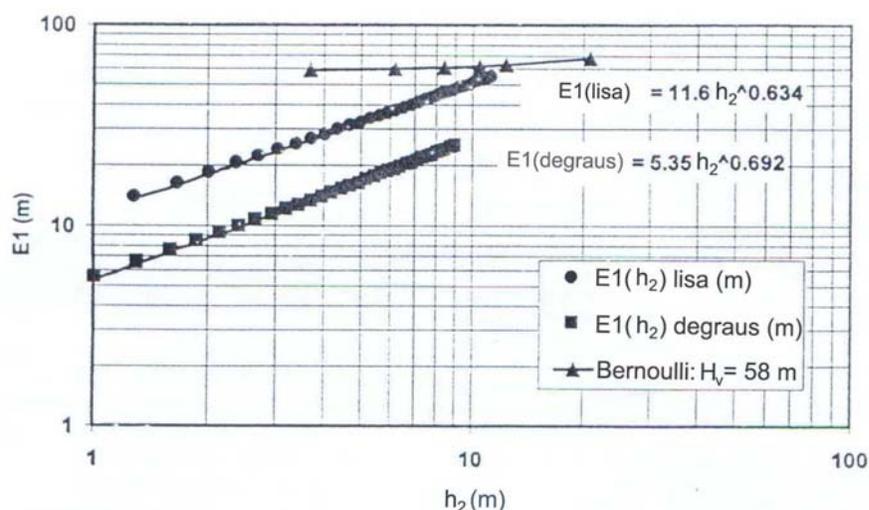


Figura 2.18 – Energia residual específica, para a calha lisa e com degraus, em função de h_2 , para um vertedouro com 58 m de altura (Fonte: PEGRAM *et al.*, (1999)).

PEGRAM *et al.* (1999) utilizaram a equação (2.44) para avaliar a dissipação de energia, comparando vertedouros em calhas lisas e vertedouros em degraus.

$$\frac{\Delta E'}{E'} = \frac{(E' - E_r)}{E'} \quad (2.44)$$

onde: E' é a energia específica residual na base de um vertedouro de calha lisa, E_r é a energia específica residual na base de um vertedouro em degraus e $\Delta E'$ é a diferença entre E' e E_r .

A Figura 2.19 ilustra a dissipação de energia relativa em função da profundidade crítica do escoamento. Observa-se que $\Delta E'/E'$, para um vertedouro de 58 m de altura,

varia de 60%, para $h_c = 0,3$ m, a 54% para, $h_c = 3,5$ m; para o modelo que representava um vertedouro de 30 m de altura, obteve-se a maior dissipação de energia relativa igual a 67%, para $h_c = 0,4$ m.

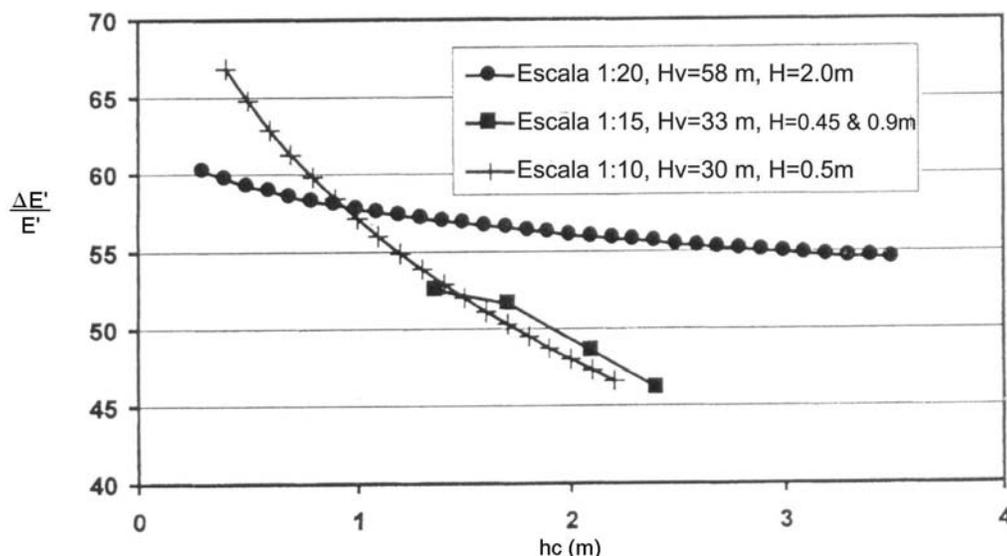


Figura 2.19 – Dissipação de energia relativa em função da profundidade crítica do escoamento, para três diferentes escalas e diferentes alturas do paramento (H_v). (PEGRAM *et al.*, 1999)
(Os dados na escala 1:15 são os resultados de TOZZI)

POVH (2000) realizou um estudo, baseado em um modelo experimental na escala 1:25, representando um vertedouro em degraus de 41,5 m de altura, largura da calha de 20 m, degraus com 0,60 m de altura e declividade de 1V:0,75H. Foram realizados testes com vazões específicas de protótipo entre 4,21 e 27,11 $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$.

POVH (2000) avaliou a energia residual na base do vertedouro, a partir da profundidade de jusante do ressalto hidráulico, formado junto ao início da bacia de dissipação. Os resultados obtidos podem ser observados na Figura 2.20 onde foram graficados E_r/E_m em função de H_v/h_c , comparando os resultados de alguns pesquisadores.

POVH (2000), através dos seus resultados experimentais, propôs as seguintes equações para a avaliação da energia residual relativa do escoamento na base do vertedouro em degraus:

$$\frac{E_r}{E_m} = 1 - 0,039 \frac{H_v}{h_c} \quad \text{para} \quad \frac{H_v}{h_c} \leq 13,25 \quad (2.45)$$

$$\frac{E_r}{E_m} = 0,719e^{-0,03\frac{H_v}{h_c}} \text{ para } 13,25 < \frac{H_v}{h_c} \leq 34,05 \quad (2.46)$$

onde E_m é a energia a montante do vertedouro.

As equações (2.45) e (2.46) tornam-se inadequadas nos casos em que a abrangência do afogamento do ressalto hidráulico atinge os degraus da calha do vertedouro.

Na Figura 2.20, onde foram graficados E_r/E_m em função de H_v/h_c , observa-se que os resultados de diferentes pesquisadores apresentam poucas variações, principalmente na região de H_v/h_c maiores que 25.

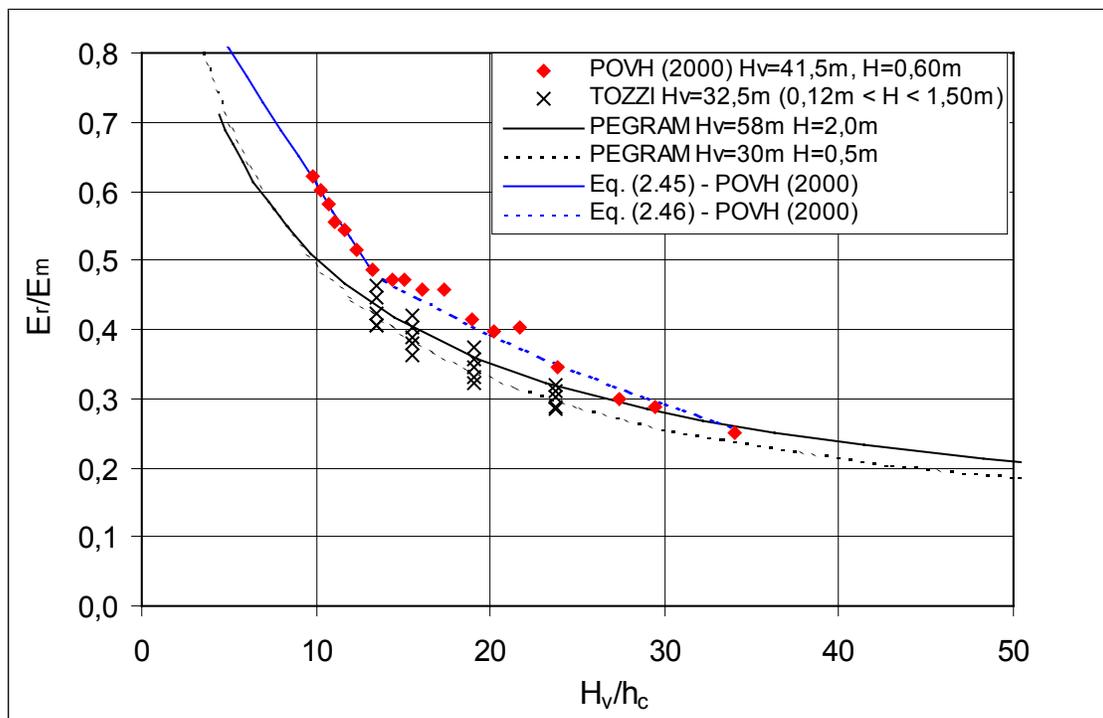


Figura 2.20 – Comparação da energia residual relativa obtida por diversos pesquisadores.

POVH (2000) também comparou as energias residuais obtidas para a calha em degraus em relação a uma calha lisa. Observou-se uma redução na energia específica residual, do vertedouro em degraus para o liso, variando entre 57 e 32,7%, para as vazões específicas de 4,21 e 27,11 $m^3/s/m$, respectivamente.

CHANSON (2001) avaliou o vertedouro em degraus da barragem Riou, com 22 m de altura, declividade da calha de 59°, degraus com 0,43 m de altura, vazão de projeto

1,15 m³/s/m, operando em regime de escoamento deslizante. Neste vertedouro, para a vazão de projeto, tem-se a dissipação de 85% da energia ao longo da calha em degraus.

2.5 Estudo de pressões sobre a calha

O desenvolvimento tecnológico do CCR e das técnicas construtivas, possibilitaram a construção de barragens mais altas, com valores de vazões específicas e velocidades, mais elevadas. No entanto, existem algumas limitações devido a possibilidade da ocorrência de cavitação, principalmente, na zona não aerada do escoamento. O fenômeno da cavitação está relacionado à ocorrência de certos níveis de pressões negativas nos degraus associada a determinadas frequências.

Os estudos sobre pressões nos degraus ao longo da calha ainda são incipientes, não sendo possível estabelecê-las previamente, em determinada posição da calha em degraus. O conhecimento das pressões permitiria o uso de vertedouros em degraus, com segurança, numa faixa de vazões maiores.

TOZZI (1992) e TOZZI e BRIGHETTI (1993b) realizaram ensaios de pressões médias e instantâneas em um modelo, na escala 1:15, de um vertedouro em degraus com calha de declividade 1V: 0,75H, e rugosidades: $k = 1,00; 2,00; 3,00$ e $6,00$ cm e vazões específicas entre 34,4 e 201,4 l/s.m. As tomadas de pressão foram locadas em determinados degraus ao longo da calha, sendo que para cada degrau escolhido realizou-se uma medida no espelho e uma no piso, ambas próximas da aresta externa do degrau. Os resultados das pressões médias, obtidos com a utilização de piezômetros, indicaram valores positivos no trecho final do piso do degrau, onde se dá o impacto do escoamento, e valores negativos na região correspondente ao espelho do degrau. Esta configuração de pressões confirma a existência de um movimento rotacional no sentido do fluxo, nas cavidades abaixo do pseudo fundo (conforme configuração geral do regime de escoamento deslizante).

TOZZI (1992) realizou medições de pressões instantâneas nas mesmas estruturas mencionadas acima, em dois degraus ao longo de cada calha e para as vazões específicas de 120,5 e 201,4 l/s.m. Foram identificadas no espelho do degrau elevadas pressões negativas e uma considerável variação de valores (entre -0,50 m.c.a. e +0,40 m.c.a.). O registro de pressões negativas relativamente altas (-0,50 m.c.a.), indica a necessidade do estabelecimento de limite de vazão específica / velocidade do fluxo que possa produzir / impedir a cavitação dos degraus (TOZZI, 1992). Para uma avaliação geral das pressões, estas foram adimensionalizadas pela relação $(p/\gamma)/(\rho.V^2/2g)$. TOZZI

procurou definir curvas de probabilidade de ocorrência de pressões negativas de 1% e 10%, em duas posições ao longo da calha, que podem auxiliar na avaliação do risco da ocorrência de pressões negativas.

OLINGER e BRIGHETTI (2002) estudaram experimentalmente a distribuição de pressões nos degraus, investigando as condições médias do escoamento no trecho a montante da zona aerada. O modelo representou uma calha vertedoura com declividade $1V: 0,75H$, altura de degraus de 0,60 m, e foi construído nas escalas: 1:5, 1:10 e 1:20. O modelo apresentava 6 m de altura por 7,5 m de comprimento. As pressões máximas e mínimas foram determinadas a partir de piezômetros convencionais, para pontos no espelho e no piso do degrau. A partir dos dados de pressões médias, obtidos pelos piezômetros, observou-se que as pressões negativas ocorrem no espelho do degrau como era de se esperar. Para poder avaliar o risco de cavitação foram instalados transdutores de pressão, para medidas de pressões instantâneas no espelho de degraus a montante do início da aeração

OLINGER e BRIGHETTI (2002) consideram que a cavitação ocorre na presença de pressões subatmosféricas, que atingem o valor da pressão de vapor. Os autores avaliaram as pressões instantâneas negativas com a probabilidade de ocorrência de 1 e 2%, relacionada com a velocidade média e o parâmetro h/k . Através deste procedimento foi possível graficar as velocidades médias contra a relação h/k , de cada teste, materializando pontos, onde estão representadas as pressões inferiores ou superiores a -9 m.c.a. e -8 m.c.a, para as probabilidades de ocorrência de 1% e 2%. Esse critério é, aparentemente conservador, pois a plena aeração pode eventualmente proteger os degraus contra a cavitação.

OLINGER e BRIGHETTI (2002) concluíram, através de seus experimentos, que as pressões médias negativas no espelho do degrau praticamente independem do número de Froude do escoamento. Já as pressões médias positivas na extremidade da base do degrau mostram uma relação bem definida das pressões com os números de Froude para cada relação h/k .

CAPÍTULO 3

3. INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL E METODOLOGIA

3.1 Considerações Gerais

O presente estudo foi realizado em modelos bidimensionais, de vertedouros com calhas de declividade igual a 1V: 0,75H (53,13°). Este trabalho compreende a análise de quatro estruturas, sendo um vertedouro de calha lisa, e três vertedouros com calhas em degraus, de alturas de degraus de 3, 6 e 9 cm (em modelo), conforme ilustrado na Figura 3.1. Para efeito de transferência dos resultados considerou-se que a estrutura ensaiada estaria na escala 1:10. Esta opção foi feita em função da característica bifásica do escoamento, adotando-se os critérios recomendados por CHANSON *et al.* (2002), do uso de modelos com escala entre 1:1 e 1:10 em estudos de escoamentos altamente aerados. Nas estruturas em degraus o alinhamento formado pelas quinas dos degraus coincide com o perfil da calha lisa. As estruturas dos modelos apresentam um desnível total da crista até o fundo do canal de jusante (H_V) igual a 2,44 m e largura de 0,40 m. A alimentação do sistema foi realizada por dois conjuntos motor-bomba com uma potência de 50 cv cada um, que conduzem a água do reservatório externo (cisterna) a um reservatório de nível constante (Figura 3.2), e deste segue o escoamento até um tanque tranquilizador, junto ao canal de aproximação. O desnível entre o reservatório de nível constante e o tanque tranquilizador tem, aproximadamente, 7,00 m. A passagem do escoamento do tanque para o canal ocorreu por meio de um sistema de tranquilização, constituído por uma parede de tijolos furados. O controle de vazão foi realizado com o uso de um medidor de vazão eletromagnético, proporcionando leituras de vazão com erros de leitura de 0,23% do fundo de escala. A Figura 3.3 mostra a configuração geral do modelo em planta baixa, a Figura 3.4 apresenta um esquema do perfil da seção de ensaios do modelo instalado no canal e a Figura 3.5 ilustra o perfil das quatro estruturas ensaiadas.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.1 – Vista lateral dos quatro modelos de vertedouros utilizados neste trabalho: (a) calha lisa; (b) calha $H = 3$ cm, (c) calha $H = 6$ cm e (d) calha $H = 9$ cm.

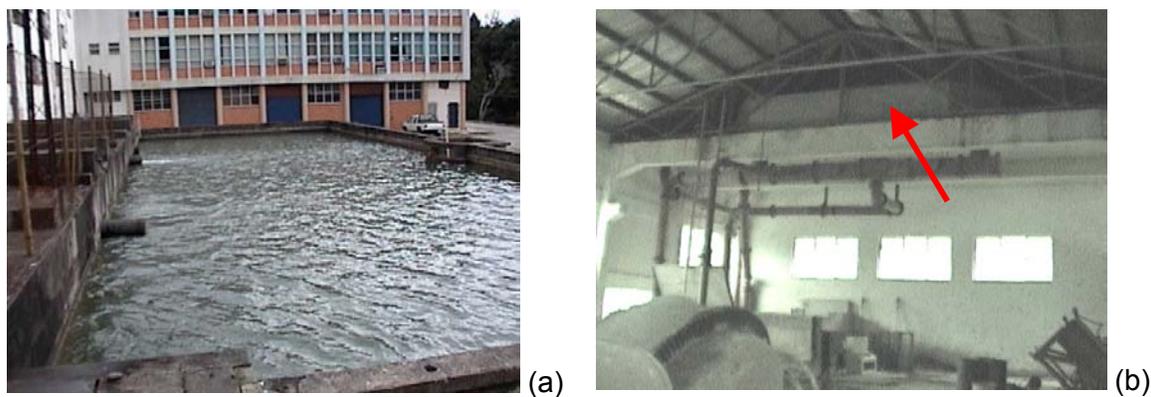


Figura 3.2 – (a) Reservatório externo (cisterna); (b) Reservatório de nível constante.

O perfil da crista do vertedouro (igual nas quatro estruturas) é do tipo Creager, projetado de acordo com o USBR (1974), com carga de projeto (H_d) igual a 0,40 m, de equação $Y = 1,08945X^{1,85}$, com origem na soleira do vertedouro e X e Y positivos no sentido do escoamento. Normalmente no desenho de vertedouros em degraus existe uma região com degraus menores, no alinhamento do perfil Creager, antes do ponto de tangência com a declividade da calha, com o objetivo de evitar que o escoamento ‘salte’ nos primeiros degraus. O perfil utilizado neste trabalho desenvolve-se até o ponto de tangência com a declividade da calha ($53,13^\circ$), sem a execução de degraus de transição. Esta simplificação adotada reflete a tendência atual de não se utilizar os degraus de transição. A Figura 3.6 detalha a crista do vertedouro. O início dos degraus nas calhas se dá no ponto P9 e estes se desenvolvem de forma contínua até a base do vertedouro. Os degraus apresentam uma relação $H/l = \tan(\alpha)$, onde H e l são, respectivamente, a altura e a base dos degraus e α é a declividade da calha (o piso dos degraus é horizontal).

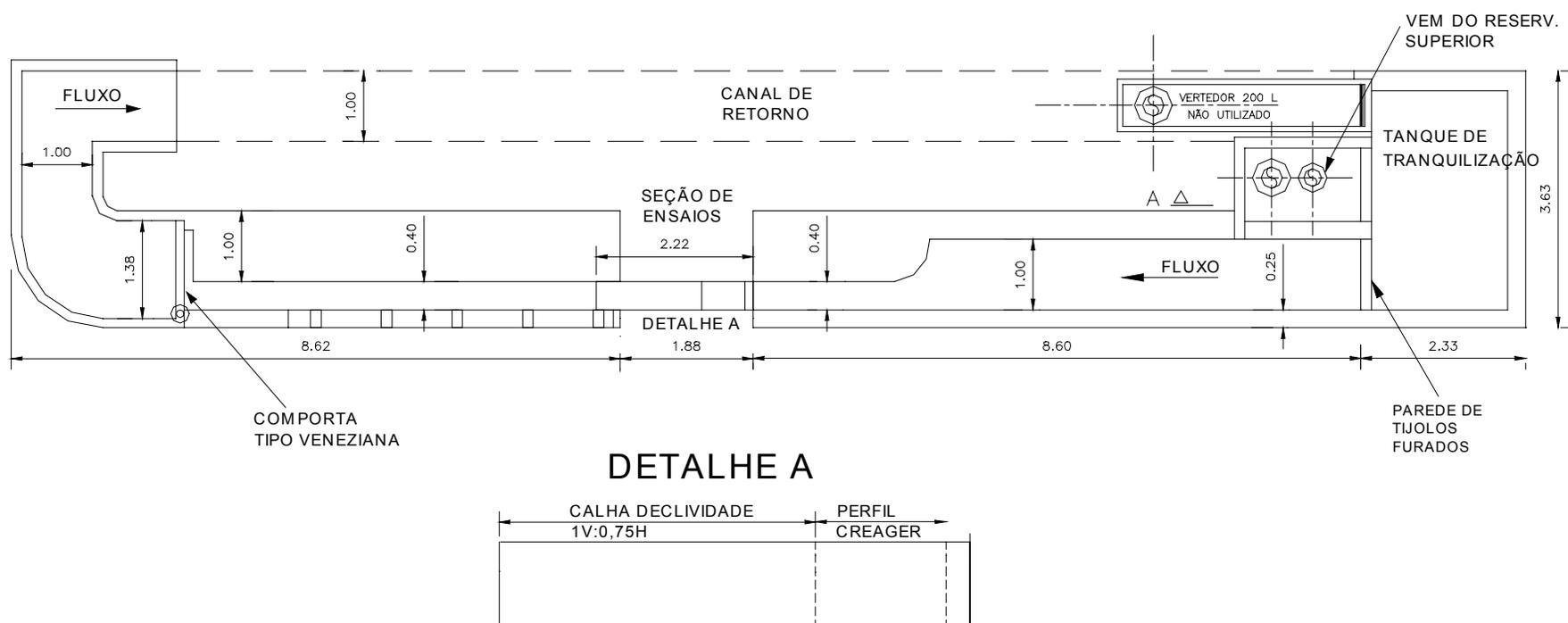


Figura 3.3 – Configuração geral do modelo – planta baixa (medidas em metros)

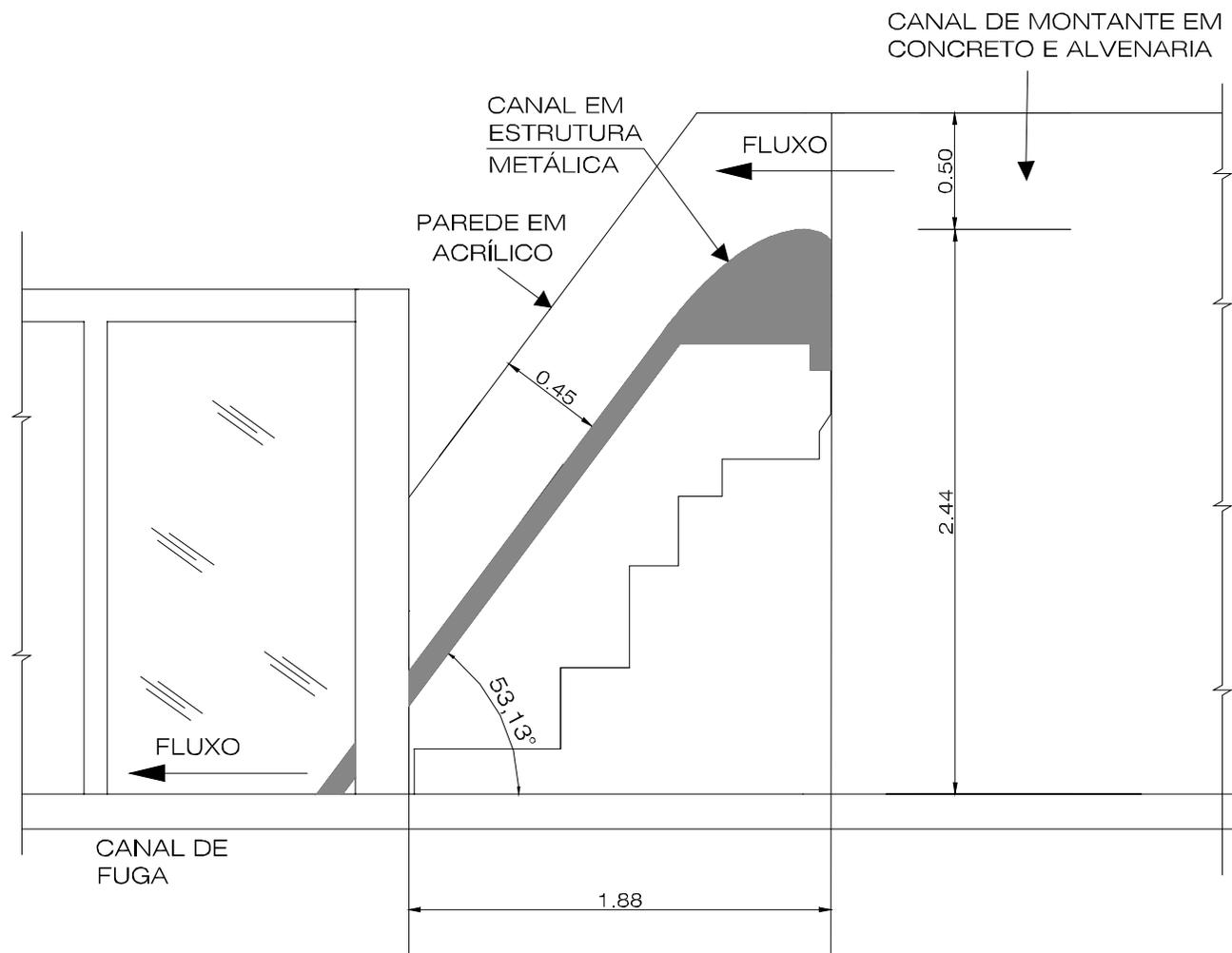
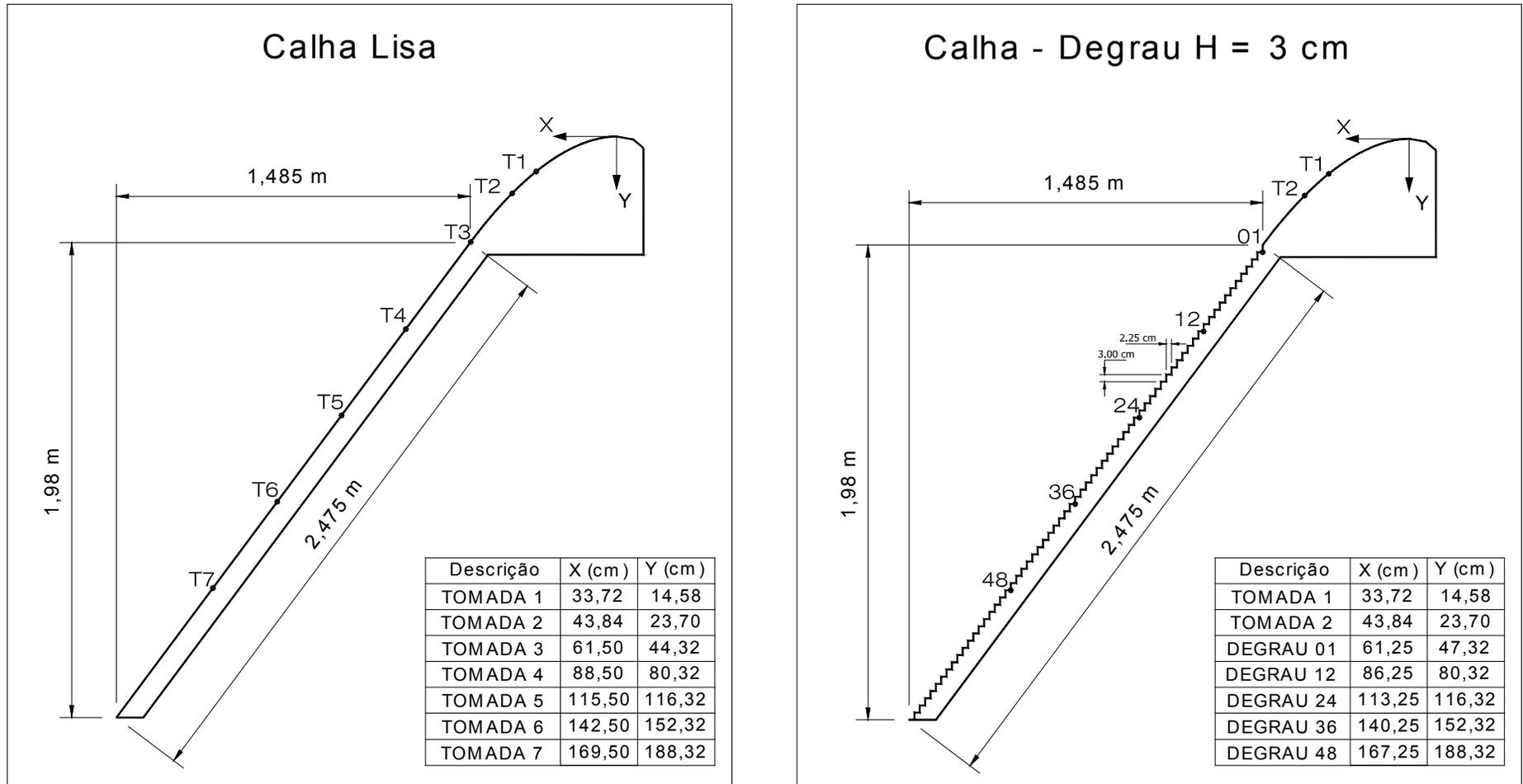
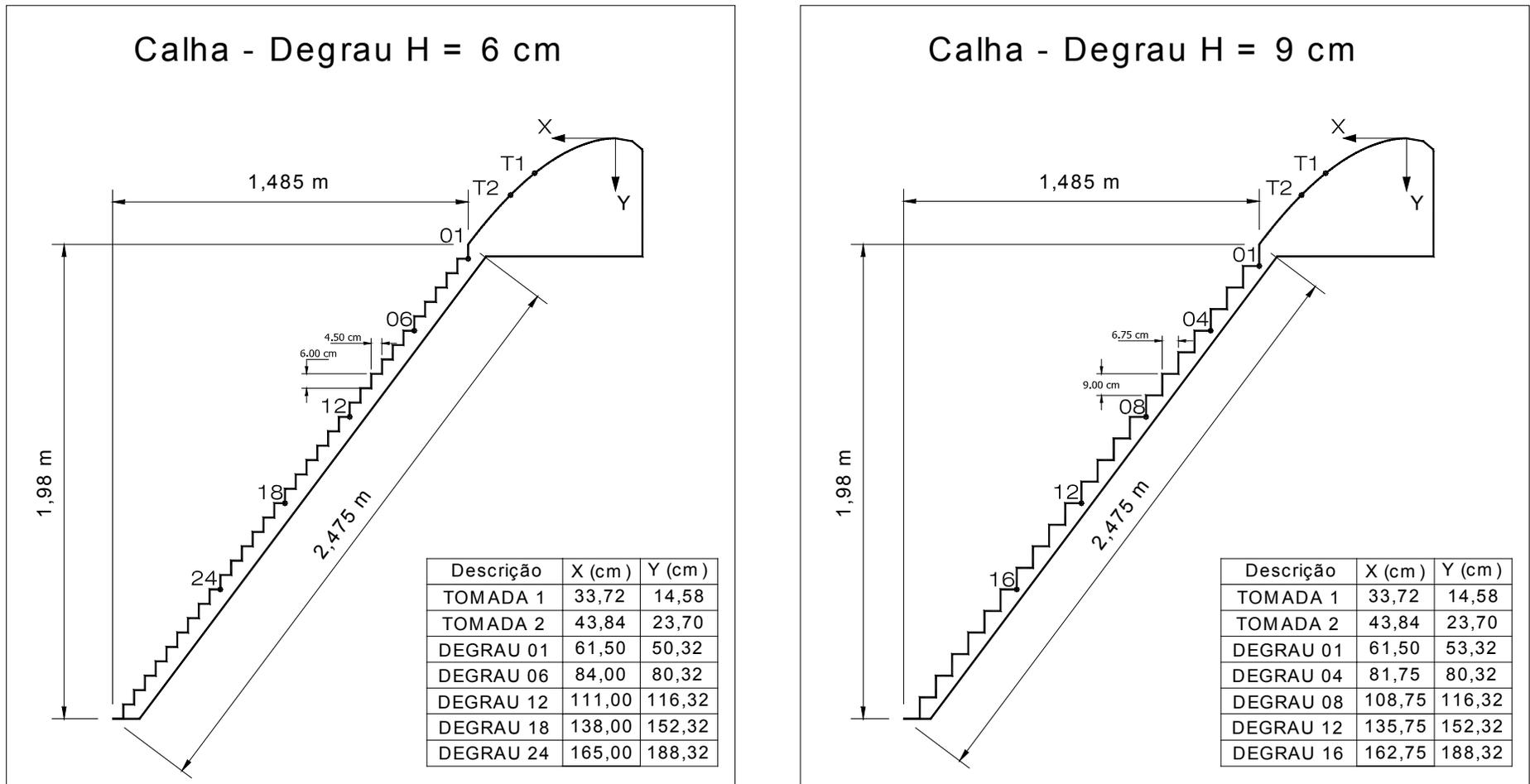


Figura 3.4 – Esquema do perfil da seção de ensaios do vertedouro instalado no canal (medidas em metros).



(a)

Figura 3.5a – Perfil das estruturas vertedoras com calha lisa e com calha com degraus de 3 cm de altura utilizadas neste estudo e posições das tomadas de medições.



(b)

Figura 3.5b – Perfil das estruturas vertedoras com calha com degraus de 6 e 9 cm de altura utilizadas neste estudo e posições das tomadas de medições.

A soleira vertedoura foi construída em chapas de ferro galvanizado com as laterais da calha em acrílico transparente. O canal de jusante (bacia de dissipação) apresenta a lateral esquerda em vidro. O Quadro 3.1 resume as características das três calhas em degraus.

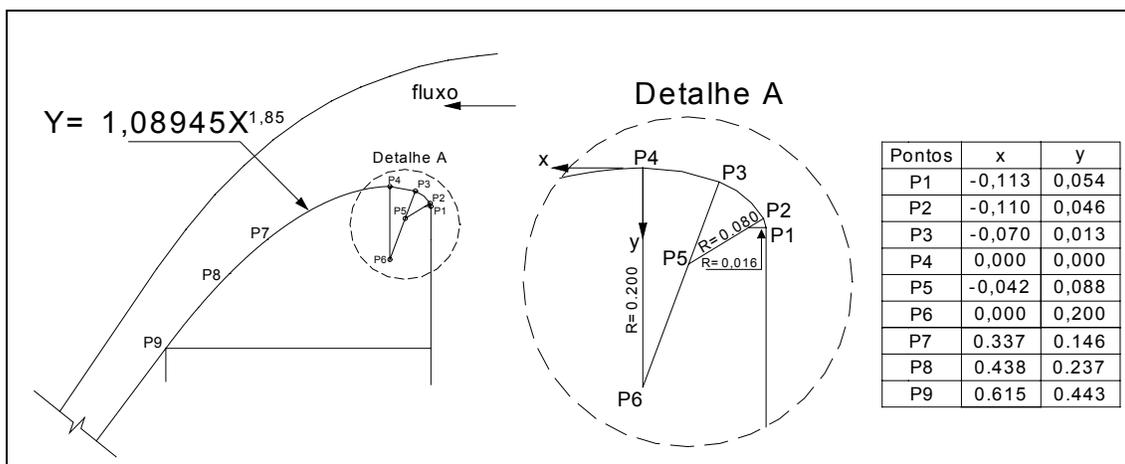


Figura 3.6 - Detalhe da crista do vertedouro. Os pontos P7, P8 e P9 coincidem com as tomadas 1, 2 e 3. O ponto P9 é o ponto de tangência entre o perfil Creager e a calha com declividade 1V: 0,75H (53,13°).

Quadro 3.1 – Características básicas dos modelos dos vertedouros com calha em degraus.

Altura degrau (H)	Base do degrau (l)	Rugosidade ($k=H \cdot \cos \alpha$)	Nº de degraus	Degraus das tomadas de medições
3 cm	2,25 cm	1,8 cm	66	1, 12, 24, 36, 48
6 cm	4,50 cm	3,6 cm	33	1, 6, 12, 18, 24
9 cm	6,75 cm	5,4 cm	22	1, 4, 8, 12, 16

A escala para transposição dos resultados deve obedecer a lei de Modelos de Froude. O Modelo de Froude exige similaridade geométrica e igualdade do número de Froude entre o modelo e o protótipo. Desta forma podem ser estabelecidas as seguintes relações entre as características de modelo e de protótipo:

$$\frac{V_p}{V_m} = \sqrt{\lambda} \quad (3.1)$$

$$\frac{Q_p}{Q_m} = (\lambda)^{5/2} \quad (3.2)$$

$$\frac{q_p}{q_m} = (\lambda)^{3/2} \quad (3.3)$$

onde: λ é a relação entre comprimentos no protótipo e comprimentos no modelo, V_p e V_m são as velocidades, Q_p e Q_m são as vazões e q_p e q_m são as vazões específicas, do protótipo e do modelo, respectivamente, para os itens citados.

Utilizando somente a Lei de Modelos de Froude não são transpostos os efeitos de viscosidade, os efeitos de tensão superficial e de concentração de ar, que acarretam alguns tipos de erros. No entanto a exigência, por exemplo, de igualdade do número de Reynolds e do número de Weber inviabilizaria o experimento. A escolha da escala 1:10 objetiva diminuir estes possíveis efeitos de escala, sendo satisfatória para a avaliação de escoamentos bifásicos (CHANSON *et al.* 2002).

Embora este estudo não envolva protótipos, o Quadro 3.2 apresenta a relação entre as características do modelo proposto e as características equivalentes em uma estrutura real, supondo a escala para transposição igual a 1:10.

Quadro 3.2 – Resumo das características físicas do modelo experimental e do protótipo hipotético.

Característica	Modelo bidimensional	Protótipo
Escala	1:10	1:1
H_v	2,44 m	24,40 m
H (degraus)	3, 6 e 9 cm	30, 60 e 90 cm
Largura do vertedouro	0,40 m	4,00 m
Declividade	1V:0,75H (53,13°)	1V:0,75H (53,13°)
Perfil Creager	$Y = 1,08945 X^{1,85}$	$Y = 0,15389 X^{1,85}$
Vazões específicas	0,027 a 0,70 m ³ /s/m	≅ 0,85 a 22 m ³ /s/m
Carga hidráulica a montante	0,40 m	4,00 m

O presente estudo compreende ensaios com vazões variando entre 0,027 e 0,70 m³/s/m, que conduzem a uma carga máxima na crista do vertedouro de,

aproximadamente, 0,40 m (no modelo). A vazão máxima ensaiada corresponde a uma vazão específica de 22 m³/s/m, para um protótipo. O Quadro 3.3 mostra as vazões ensaiadas em cada modelo.

Quadro 3.3 – Vazões ensaiadas em cada estrutura.

Q (l/s)				q (m ³ /s/m)			
Calha lisa	Calha degraus			Calha lisa	Calha degraus		
	H = 3 cm	H = 6 cm	H = 9 cm		H = 3 cm	H = 6 cm	H = 9 cm
***	10,80	10,8*	**	***	0,03	0,03*	**
***	20,10	20,10	**	***	0,05	0,05	**
***	39,70	40,00	40,30	***	0,10	0,10	0,10
80,10	79,50	79,80	80,10	0,20	0,20	0,20	0,20
129,50	130,60	129,80	129,80	0,32	0,33	0,32	0,32
180,00	179,50	179,75	180,00	0,45	0,45	0,45	0,45
230,00	230,00	230,00	230,00	0,58	0,58	0,58	0,58
280,00	280,00	280,00	280,00	0,70	0,70	0,70	0,70

* Nesta estrutura, para esta vazão, foi realizada apenas a avaliação do início da aeração;

** Regime de escoamento em quedas sucessivas;

*** Inicialmente o estudo compreendia apenas vazões acima de 0,20 m³/s/m.

Neste trabalho realizaram-se medições, ao longo das quatro estruturas de controle, de níveis da linha de água, de velocidades e de pressões. Para facilitar a comparação entre as estruturas, as tomadas de teste, das quatro estruturas ensaiadas, foram dispostas obedecendo iguais desníveis em relação à soleira do vertedouro. Os Quadros 3.4 e 3.5 apresentam as coordenadas das tomadas de teste nas quatro estruturas vertentes, conforme apresentado na Figura 3.5.

Quadro 3.4 – Distribuição das tomadas de teste ao longo da calha com origem na soleira do vertedouro (em metros).

Tomada	Calha lisa		Calha H = 3 cm			Calha H = 6 cm			Calha H = 9 cm		
	X	Y	degrau	X	Y	degrau	X	Y	degrau	X	Y
1	0,34	0,15	-	0,34	0,15	-	0,34	0,15	-	0,34	0,15
2	0,44	0,24	-	0,44	0,24	-	0,44	0,24	-	0,44	0,24
3	0,62	0,44	1	0,62	0,47	1	0,62	0,50	1	0,62	0,53
4	0,89	0,80	12	0,86	0,80	6	0,84	0,80	4	0,82	0,80
5	1,16	1,16	24	1,13	1,16	12	1,11	1,16	8	1,09	1,16
6	1,43	1,52	36	1,40	1,52	18	1,38	1,52	12	1,36	1,52
7	1,70	1,88	48	1,67	1,88	24	1,65	1,88	16	1,63	1,88

Obs: As tomadas 1 e 2 localizam-se no perfil Creager, a tomada 3 é a única tomada que não coincide no eixo y, devido a ser correspondente ao primeiro degrau e o ponto de coincidência nesta situação referir-se à quina superior (local onde a reta tangente ao perfil Creager apresenta a declividade da calha).

Quadro 3.5 – Distribuição das tomadas de teste ao longo da calha com origem na soleira do vertedouro adimensionalizadas ($Hd = 0,40$ m é a carga de projeto do vertedouro).

Tomada	Calha lisa		Calha H = 3 cm			Calha H = 6 cm			Calha H = 9 cm		
	X/Hd	Y/Hd	degrau	X/Hd	Y/Hd	degrau	X/Hd	Y/Hd	degrau	X/Hd	Y/Hd
1	0,84	0,36	-	0,84	0,36	-	0,84	0,36	-	0,84	0,36
2	1,10	0,59	-	1,10	0,59	-	1,10	0,59	-	1,10	0,59
3	1,54	1,11	1	1,54	1,18	1	1,54	1,26	1	1,54	1,33
4	2,21	2,01	12	2,16	2,01	6	2,10	2,01	4	2,04	2,01
5	2,89	2,91	24	2,83	2,91	12	2,78	2,91	8	2,72	2,91
6	3,56	3,81	36	3,51	3,81	18	3,45	3,81	12	3,39	3,81
7	4,24	4,71	48	4,18	4,71	24	4,13	4,71	16	4,07	4,71

A avaliação da vazão mínima para o início do escoamento no regime deslizante foi realizada através das proposições de alguns pesquisadores, conforme apresentado no Quadro 3.6. As vazões mínimas para a ocorrência do regime de escoamento deslizante, nas três estruturas, são inferiores às vazões que serão ensaiadas (Quadro 3.3), ou seja, confirma-se que este estudo contempla apenas a análise de escoamentos em regime deslizante.

Quadro 3.6 – Comparativo (para o modelo) para os diferentes tamanhos de degraus a serem ensaiados, com as alturas críticas para o início do regime de escoamento deslizante e a vazão específica correspondente.

Pesquisador	h_c/H	Degrau H=0,03 m		Degrau H=0,06 m		Degrau H=0,09 m	
		h_c	q (m ³ /s/m)	h_c	q (m ³ /s/m)	h_c	q (m ³ /s/m)
CHANSON (1994) eq. 2.1	0,437	0,013	0,005	0,026	0,013	0,039	0,024
ESSERY e HORNER (1971)	0,800	0,024	0,012	0,048	0,033	0,072	0,061
MONDARDO J. e FABIANI (1995) eq. 2.3	0,401	0,012	0,004	0,024	0,012	0,036	0,022
CHAMANI e RAJARATNAM (1999b) eq. 2.4	0,146	0,004	0,001	0,009	0,003	0,013	0,005
CHAMANI e RAJARATNAM (1999b) eq. 2.5	0,324	0,010	0,003	0,019	0,008	0,029	0,016
JAMES (2001) eq. 2.6	0,398	0,012	0,004	0,024	0,012	0,036	0,021
OHTSU et al. (2001) eq. 2.7	0,822	0,025	0,012	0,049	0,034	0,074	0,063

3.2 Metodologia experimental

3.2.1. Medição dos níveis de água

Os níveis de água, ao longo da calha, foram medidos de duas formas: através da utilização de ponta linimétrica e por meio de medidas diretas nas laterais transparentes do vertedouro. As medições realizadas com ponta linimétrica foram feitas no meio do canal, perpendiculares ao fundo, estando a ponta presa em um carrinho móvel ao longo da calha. A Figura 3.7a mostra a ponta linimétrica instalada no carrinho móvel.

As medidas de níveis foram realizadas em determinados pontos ao longo da calha que permitiram caracterizar o perfil médio da linha de água ao longo da estrutura. Nas estruturas em degraus, além das posições indicadas no Quadro 3.4, perpendiculares ao plano da calha (Figura 3.7a) no alinhamento da quina superior dos degraus, foram também executadas medições de níveis em degraus intermediários, contribuindo para uma melhor definição do perfil da linha de água. As medidas de níveis na parte curva do perfil (tomadas 1 e 2), realizadas com a ponta linimétrica, tiveram seus valores corrigidos, devido à ponta não estar posicionada exatamente perpendicular à reta tangente em cada um destes pontos.

A montante do vertedouro foram instaladas duas pontas linimétricas fixas, a fim de medir a altura de água à montante da crista, sendo uma localizada a 2,00 m de distância da soleira do vertedouro e, outra a 2,50 m da primeira. A Figura 3.7b ilustra a primeira ponta linimétrica instalada a montante da crista.

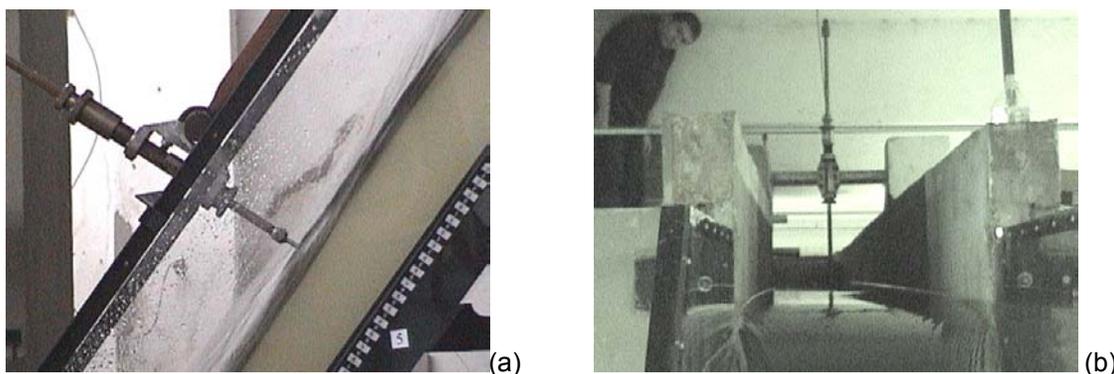


Figura 3.7 (a) Ponta linimétrica instalada no vertedouro de calha lisa; (b) Primeira ponta linimétrica instalada à montante da soleira do vertedouro.

Salienta-se, como já comentado por DIEZ-CASCON et al. (1991), que a medição de níveis na zona em degraus é muito difícil, devido à dificuldade na determinação da superfície livre e da variação que esta sofre. No entanto, diante desta dificuldade, todas as medidas foram efetuadas segundo os mesmos critérios e contando com a ajuda de um dispositivo composto por uma lâmpada em conjunto com uma pequena bateria, instalado na ponta linimétrica. O contato da ponta linimétrica com a água provocava o acendimento desta lâmpada. A observação de uma mesma frequência (visual) da luz acesa / apagada indicava que a ponta linimétrica estava na posição desejada.

3.2.2. Medição de velocidades

As medidas de velocidades foram realizadas no meio de seções perpendiculares ao plano da calha, nas posições correspondentes às tomadas 3 a 7 (Quadro 3.4), no alinhamento da quina superior dos degraus. As medidas de velocidades foram realizadas com a utilização de um Tubo de Pitot-Prandtl (diâmetro = 10 mm), em conjunto com um transdutor diferencial de pressão. Na seção das tomadas, foram feitas medições de velocidade próximas do fundo (distância mínima igual a meio diâmetro do Pitot = 5 mm) e, quando possível, em diferentes alturas ao longo da profundidade do escoamento, com o objetivo de traçar perfis de velocidade. Foram evitadas as medidas de velocidade em perfis de escoamentos pouco profundos, e/ou em escoamentos altamente aerados, visto que, estes dois fatores, isolados ou associados, podem causar a entrada de ar no Tubo de Pitot-Prandtl, prejudicando os resultados.

O transdutor diferencial de pressão utilizado é da marca Hytronic, modelo TM25D, com uma faixa de trabalho de 0 a 3,5 psi (0 a 2,461 m.c.a.) e um erro de fundo de escala de $\pm 0,25\%$ (± 6 mm.c.a.). Este transdutor diferencial de pressão foi inicialmente calibrado no próprio modelo do vertedouro de calha lisa, com a utilização de um manômetro diferencial de mercúrio, relacionando os resultados obtidos no transdutor com a leitura no manômetro. Para a verificação desta calibração, posteriormente, optou-se por uma outra forma de calibração, utilizando um canal de aferição de molinetes, existente no Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Neste sistema o conjunto Pitot-transdutor foi preso em um carrinho, que realizava o trajeto do canal a velocidades conhecidas, gerando uma resposta em tensão (Volts) do transdutor. A equação da curva de calibração do transdutor diferencial, apresenta-se a seguir, correspondente ao segundo método de calibração utilizado,

$$V = 3,57 \cdot (z' - 1,175)^{0,5066} \quad (3.4)$$

relacionando uma leitura z' do transdutor (em Volts) a uma velocidade V (m/s) do escoamento. As Figuras 3.8a e 3.8b mostram o Tubo de Pitot-Prandtl no processo de calibração realizado no vertedouro de calha lisa, e no canal de aferição de molinetes, respectivamente.

A aquisição dos dados de velocidade foi realizada por um microcomputador equipado com uma placa de aquisição LINX, utilizando o software AqDados. Os dados foram adquiridos a uma frequência de 50 Hz, com tempos de duração de 180 segundos.

O Tubo de Pitot e o transdutor diferencial de pressão foram presos à calha, utilizando o mesmo carrinho móvel utilizado na medição de níveis (Figura 3.8c), na realização dos ensaios

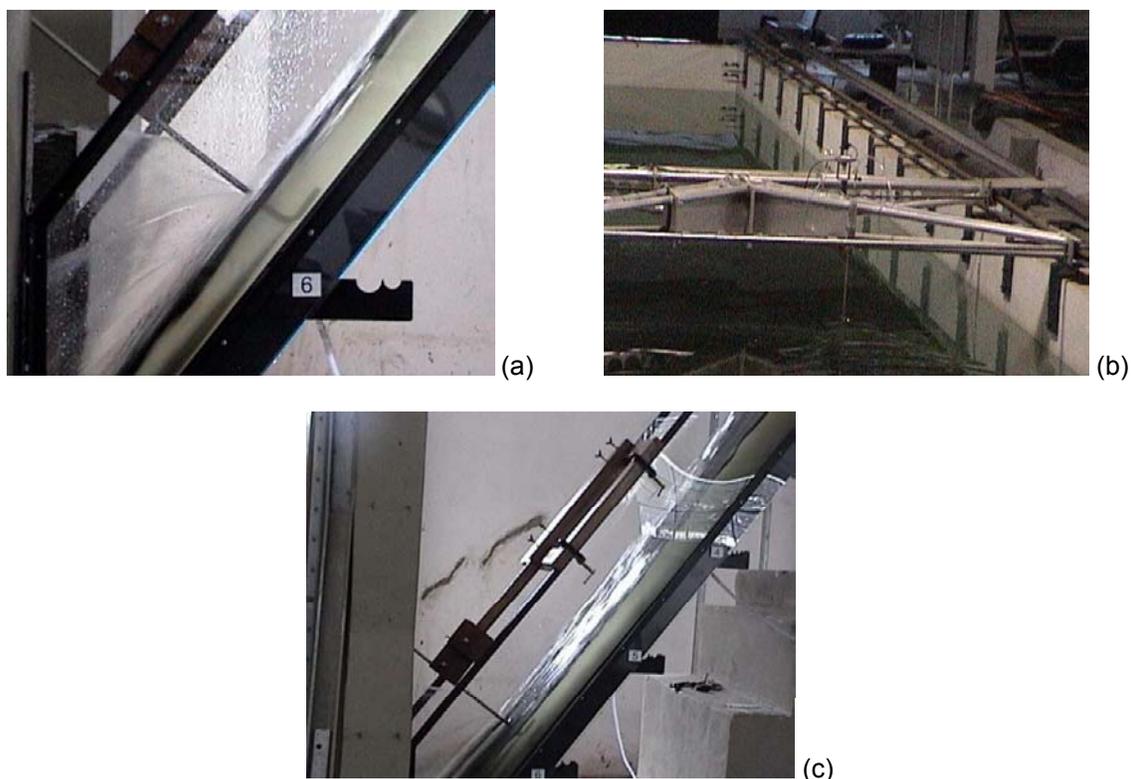


Figura 3.8 – Tubo de Pitot-Prandtl em conjunto com o transdutor diferencial de pressão (a) no processo de calibração no vertedouro de calha lisa; (b) na calibração realizada no canal de velocidades; (c) instalado no carrinho móvel pela calha.

3.2.3. Medição de pressões

A medição das pressões foi realizada utilizando piezômetros convencionais e transdutores de pressão. Os piezômetros fornecem valores médios de pressão, e os

transdutores valores instantâneos. Através do conjunto de dados de pressões instantâneas podem ser calculadas as pressões médias, para comparação com os valores fornecidos pelos piezômetros.

A Figura 3.9 apresenta os transdutores instalados na calha para aquisição de dados de pressão em um degrau e um dos quadros de piezômetros. A Figura 3.5 e o Quadro 3.4 locam as tomadas instrumentadas para medição de pressão, sendo que as tomadas 3 a 7, para os modelos em degraus, referem-se a degraus, onde as medidas foram realizadas no espelho e no piso, conforme Figura 3.10 (todas as tomadas de pressão localizavam-se no eixo da calha).

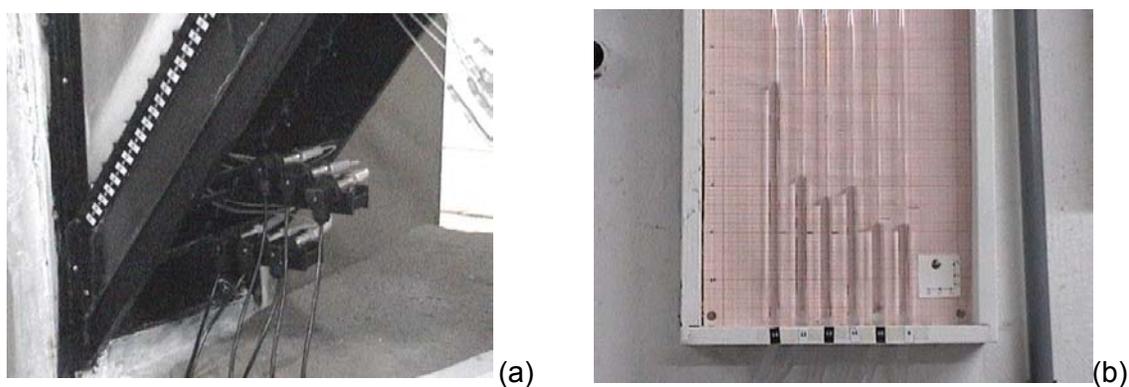


Figura 3.9 – Medidas de pressão em um dos degraus do modelo do vertedouro com degraus de $H = 3$ cm: (a) Transdutores de pressão instalados no degrau; (b) Quadro de piezômetro para um degrau.

Neste trabalho foram utilizados transdutores de pressão com as seguintes características:

- transdutores da marca Hytronic, modelo TM25, com faixas de trabalho de 2,0 psi, distribuídos da seguinte forma: -1,0 a 1,0 psi; -0,5 a 1,5 psi e -1,5 a 0,5 psi, com erro de fundo de escala igual a $\pm 0,25\%$ ($\pm 3,5$ mm.c.a.);
- transdutores da marca Sitron, modelo SP96, com faixa de trabalho de 5,0 psi, distribuídos de -2,5 a 2,5 psi e erro de fundo de escala igual a $\pm 0,5\%$ (± 17 mm.c.a.);

Todos os transdutores de pressão foram submetidos a um processo de calibração estática, relacionando medidas em tensão (Volts) a diversas colunas de água (P/γ). Os dados de pressão foram adquiridos com a utilização de um microcomputador equipado com uma placa de aquisição LINX, com capacidade de aquisição simultânea de 32

canais. A aquisição dos dados foi realizada numa frequência de 50 Hz, em ensaios com duração de 180 segundos e com no máximo 14 transdutores de pressão instalados simultaneamente.

Foram realizados ensaios prévios, para o posicionamento adequado dos transdutores, de acordo com a faixa de trabalho, ao longo das tomadas de pressão.

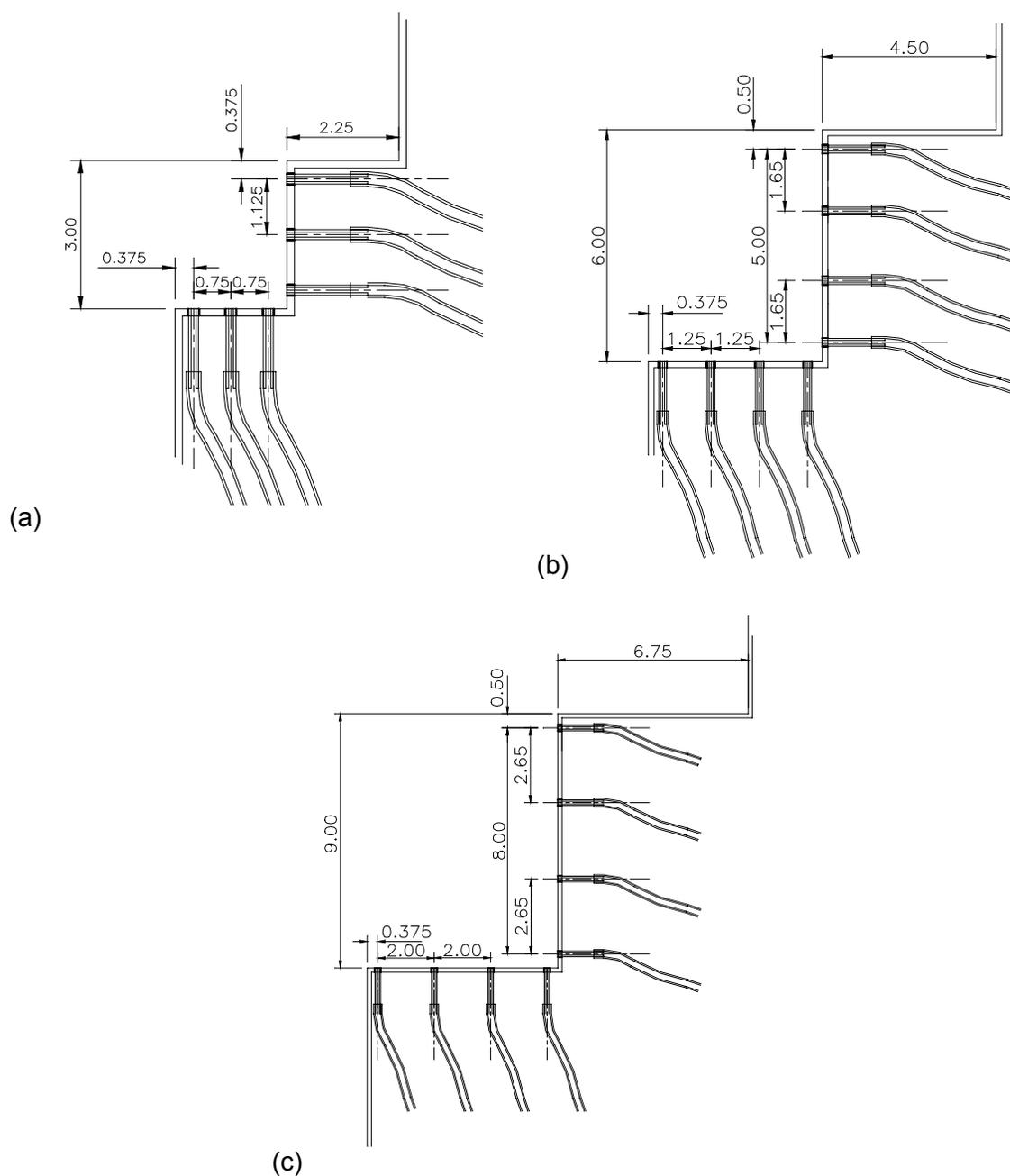


Figura 3.10 – Esquema da instrumentação dos degraus (das tomadas de pressão nos degraus)

(a) degraus de 3 cm, (b) degraus de 6 cm, (c) degraus de 9 cm (medidas em cm).

CAPÍTULO 4

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1 Considerações gerais

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos nesta pesquisa, comparando-os com os resultados e proposições apresentados por outros pesquisadores. As análises realizadas baseiam-se nos principais fatores intervenientes em escoamentos sobre vertedouros em degraus. Avalia-se a influência da geometria dos degraus, analisando três alturas diferentes destes, limitando o estudo para a declividade 1V: 0,75H (53,13°). Pode-se ter uma boa caracterização do escoamento do tipo deslizante visto que a faixa de vazões utilizada é ampla.

Dentro deste contexto procura-se, para estas condições, obter critérios para a determinação da posição do início da aeração do escoamento, do fator de resistência, da dissipação de energia e das pressões médias, além da análise dos coeficientes de descarga, nível de água e velocidades.

4.2 Coeficiente de descarga

De acordo com BINDO *et al.* (1993), o coeficiente de descarga na soleira do perfil Creager não é afetado pela existência dos degraus. Para que isto ocorra é necessário que o início de aeração situe-se abaixo do valor correspondente a $0,28H_d$ (H_d é a carga de projeto do perfil do vertedouro).

A Figura 4.1 mostra o comportamento dos valores de coeficientes de descarga (C) obtidos neste estudo. Observa-se uma pequena diferença entre os valores de coeficiente de descarga encontrados nas quatro estruturas, mas estes resultados apresentam-se próximos e com a mesma tendência da curva proposta pelo USBR (1974). Salienta-se que a maior dispersão encontrada entre os resultados do presente estudo para os valores de C/C_d , para um mesmo H_o/H_d , é de 6%, que representam pequenas diferenças na avaliação na lâmina de água (na ordem de milímetros). Estas diferenças podem ser explicadas por pequenas imperfeições na calha ou erros em medidas da lâmina de água. O coeficiente de descarga correspondente à carga de projeto (C_d) utilizado no

dimensionamento do perfil foi igual a 2,15; os valores encontrados experimentalmente foram 2,15; 2,18; 2,20 e 2,21 para as estruturas de calha lisa e com degraus de 3, 6 e 9 cm, respectivamente.

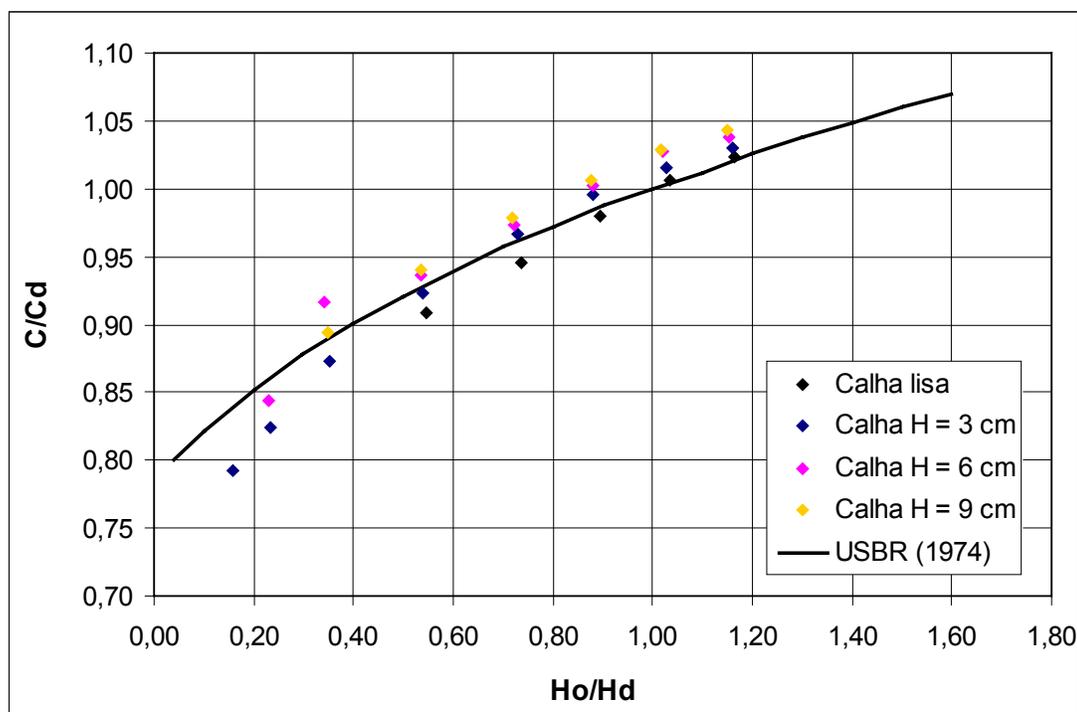


Figura 4.1 – Coeficientes de descarga obtidos para as estruturas ensaiadas (C e Cd são os coeficientes de descarga para cada vazão ensaiada e de projeto, respectivamente, Ho/Hd é a relação entre a carga sobre a crista do vertedouro e a carga de projeto).

4.3 Posição de início da aeração do escoamento

Conforme descrito no item 2.3 da revisão bibliográfica, CHANSON (1994a), distingue três zonas diferentes para o desenvolvimento da aeração ao longo da calha. Nesta pesquisa também foi considerada a existência de três zonas distintas. Observou-se no escoamento sobre as calhas em degraus, que a aeração começa com uma perturbação na superfície da água, na posição onde a camada limite atinge a superfície livre, o que provoca o começo da entrada de ar no escoamento. Imediatamente, a jusante deste ponto, visualiza-se no escoamento a aeração intermitente dos degraus, até uma posição onde o vórtice aerado, formado na cavidade do degrau, ocorre de forma contínua, e o escoamento aerado apresenta um regime uniforme. Os dados apresentados neste trabalho referem-se a este último tipo de comportamento descrito. A

Figura 4.2 procura exemplificar a situação descrita acima, entretanto cabe salientar que uma fotografia é estática e o fenômeno descrito é dinâmico.

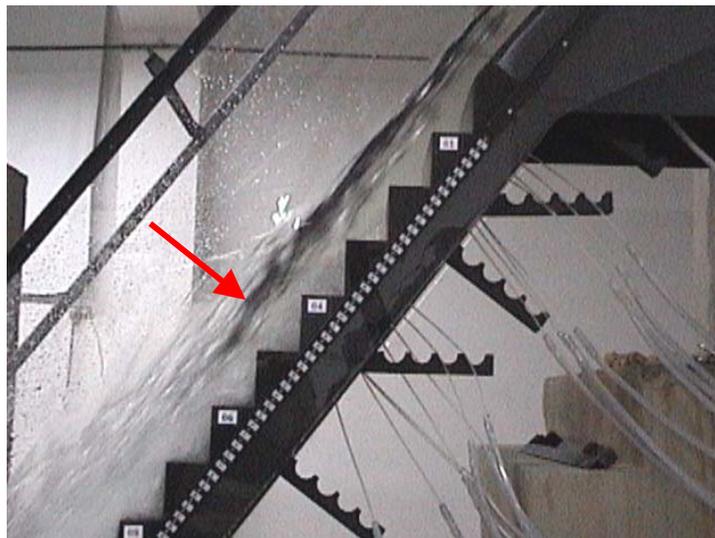


Figura 4.2 – Início da aeração considerada como aeração uniforme do fluxo (recirculação estável na cavidade do degrau). Foto correspondente à vazão de $0,20 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, na calha com degraus de 9 cm de altura, início da aeração uniforme no quinto degrau.

O Quadro 4.1 e a Figura 4.3 resumem os resultados para a posição de início de aeração (L_A) para as três estruturas com calhas em degraus. O aumento no tamanho do degrau desloca o início da aeração para posições mais próximas da crista do vertedouro. Desta forma, o modelo com degraus de maior tamanho possibilitou a observação da aeração até vazões específicas maiores.

Quadro 4.1 – Posições de início da aeração do escoamento obtidas neste estudo.

Calha H = 3 cm			Calha H = 6 cm			Calha H = 9 cm		
q ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)	Degrau início aeração	L_A	q ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)	Degrau início aeração	L_A	q ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)	Degrau início aeração	L_A
0,03	4	1,05	0,03	1	0,96	*	*	*
0,05	6	1,13	0,05	2	1,04	*	*	*
0,10	15	1,46	0,10	4	1,19	0,10	3	1,21
0,20	31	2,06	0,20	14	1,94	0,20	5	1,44
0,33	**	**	0,32	22	2,54	0,32	11	2,11
0,45	**	**	0,45	**	**	0,45	18	2,90
0,58	**	**	0,58	**	**	0,58	**	**
0,70	**	**	0,70	**	**	0,70	**	**

* Não foi determinado o valor de L_A nesses casos devido à ocorrência do escoamento em quedas sucessivas.

** Nestes casos não foi possível a observação do início da aeração uniforme, limitado pelo comprimento total da calha do modelo.

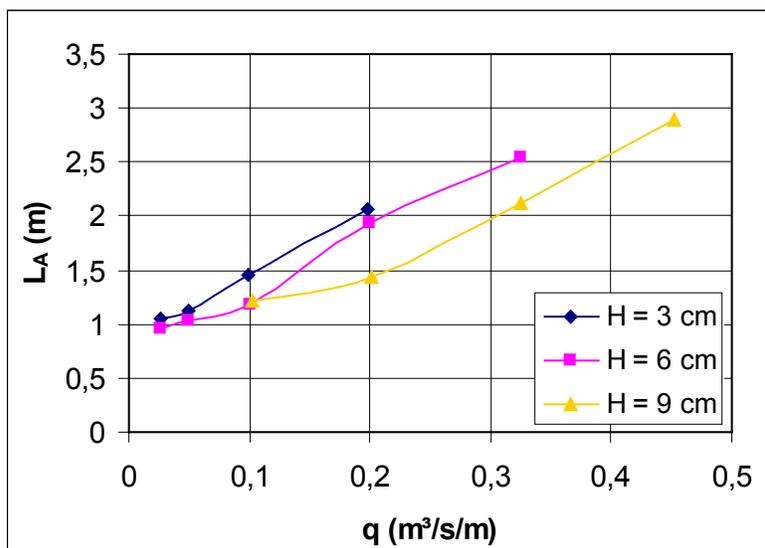


Figura 4.3 – Resultados de posições de início de aeração obtidos neste estudo (linhas somente para visualização).

Na Figura 4.4 são apresentados os resultados da posição de início de aeração individualmente, para cada um dos três modelos de vertedouros em degraus, sendo estes comparados com equações propostas na bibliografia. Através da Figura 4.4 constata-se que para a calha com degraus de altura de 3 cm, os resultados encontrados são mais conservadores em relação aos demais pesquisadores, mas apresentam a mesma tendência das demais curvas. Para a calha com degraus de 6 cm, os dados deste estudo estão em maior concordância com a curva proposta por CHANSON (1994b) e os resultados obtidos na calha com degraus de 9 cm com a proposição de MATEOS IGUACEL e ELVIRO GARCIA (1999). Notou-se, como pode ser observado na Figura 4.3 e na Figura 4.4, que para as menores vazões ensaiadas em cada estrutura a curva formada pelos dados do presente estudo apresentam um comportamento assintótico (para um determinado valor de L_A) semelhante ao proposto por LEJEUNE e LEJEUNE (1994).

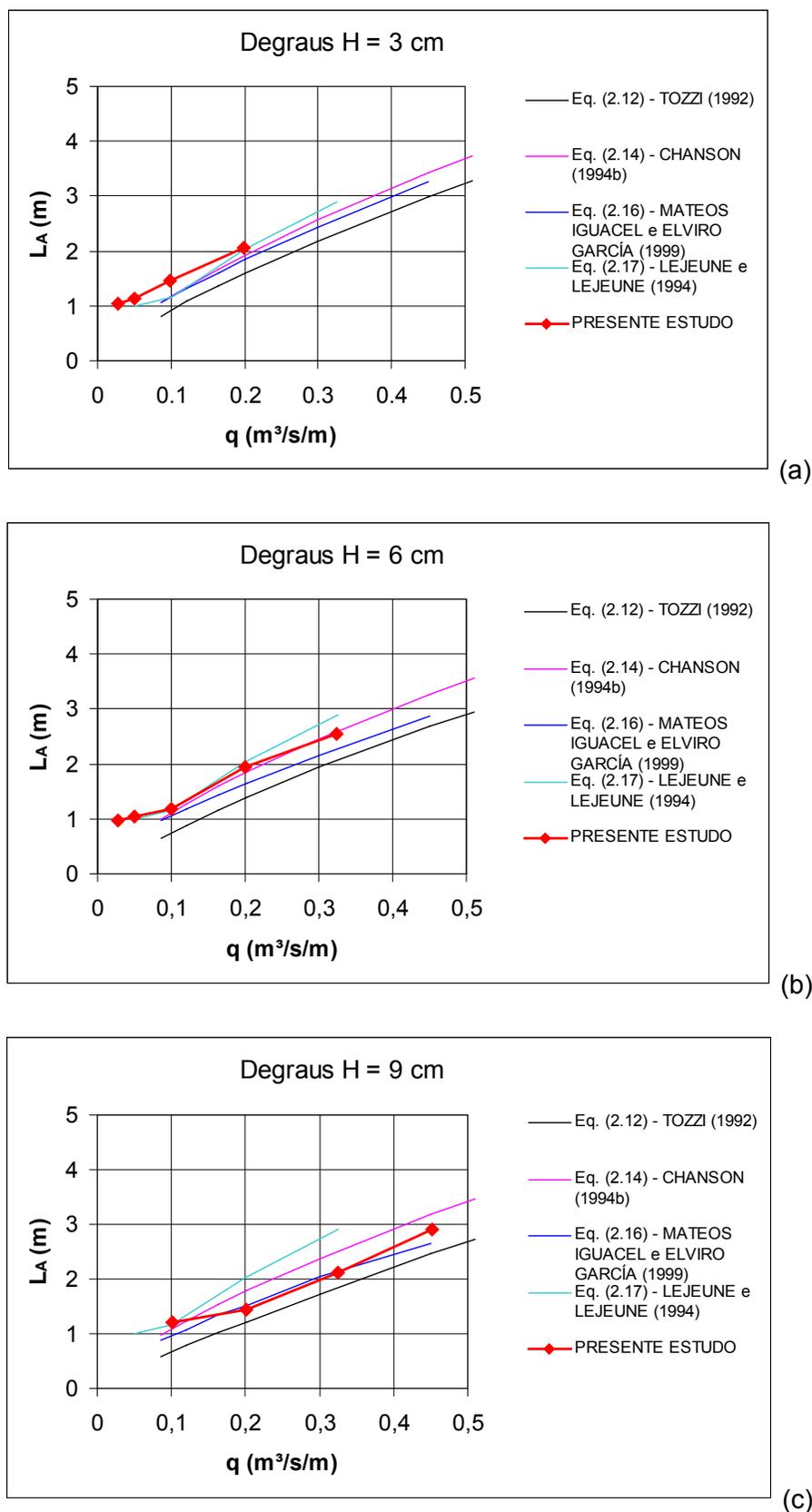


Figura 4.4 – Resultados obtidos no presente estudo de posições de início de aeração para as três estruturas de vertedouros em degraus: (a) H = 3 cm, (b) H = 6 cm e (c) H = 9 cm. Nos resultados do presente estudo as linhas são apenas para visualização.

Os dados de comprimento de início de aeração foram adimensionalizados em relação à rugosidade de cada estrutura (L_A/k) e foram plotados em função de $F^* = q/\sqrt{gk^3 \sin \alpha}$ (Figura 4.5). O cálculo do quociente L_A/k foi realizado considerando os valores de rugosidade k ($k = H \cdot \cos \alpha$), iguais a 1,8; 3,6 e 5,4 cm, correspondentes às estruturas com degraus de altura de 3, 6 e 9 cm, respectivamente. Estes dados foram comparados com curvas propostas por outros pesquisadores, ajustadas a partir de seus dados.

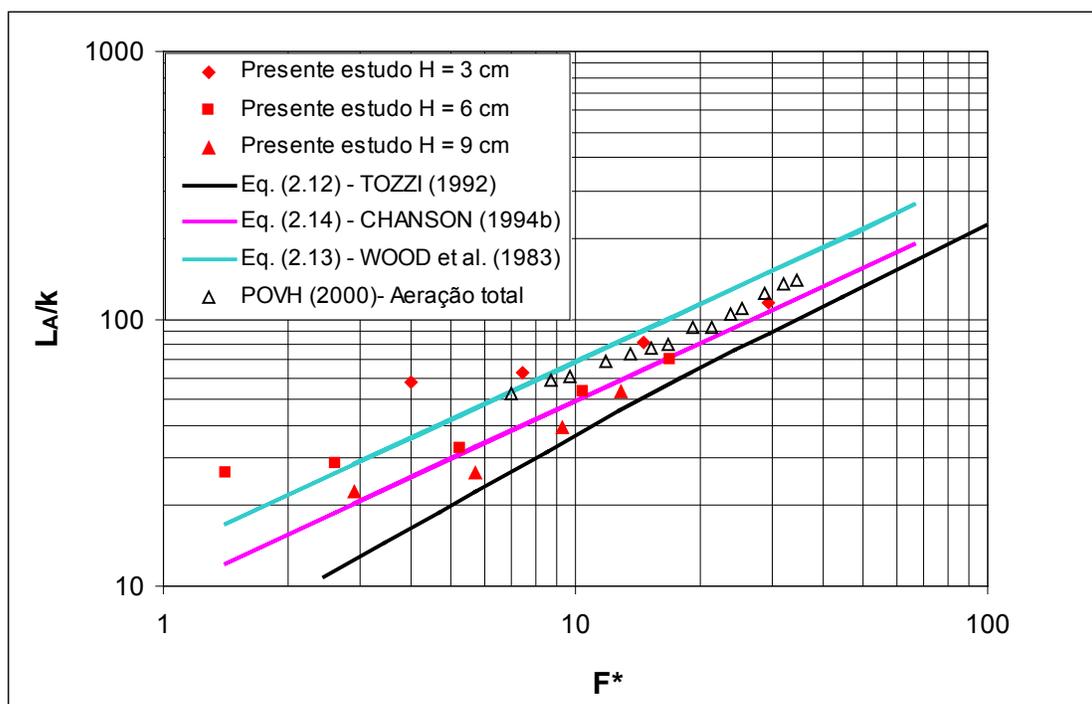


Figura 4.5 – Comparação entre posições do início da aeração do escoamento para os resultados obtidos no presente estudo, as equações propostas por TOZZI (1992), CHANSON (1994b), WOOD *et al.* (1983) e os dados de POVH (2000). Os dados de POVH referem-se ao início da aeração total do fluxo.

Observa-se na Figura 4.5, que os resultados obtidos na calha com degraus de 3 cm de altura estão próximos dos dados de início da aeração total do fluxo encontrados por POVH (2000) para um modelo com degraus de 2,4 cm de altura. Consta-se que os dados desta pesquisa seguem a mesma tendência e ficam entre as curvas propostas por TOZZI (1992), CHANSON (1994b) e WOOD (1984), com exceção de dois pontos que são referentes aos degraus de 3 cm e 6 cm para a vazão específica de $0,03 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Estes dois pontos podem ter apresentado este comportamento devido a problemas de medição,

uma vez que as alturas de lâminas de água, nestes casos, eram relativamente pequenas e qualquer incorreção, por menor que seja, tem um efeito proporcional maior; ou ainda devido à simplificação adotada no perfil do vertedouro, quando passou-se, sem uma zona de transição com degraus menores, diretamente da curva do perfil Creager para a calha em degraus. BINDO *et al.* (1993) observou, por meio de análise experimental, que é essencial que a altura dos primeiros degraus aumente progressivamente, caso contrário o escoamento ‘salta’ no encontro com o primeiro degrau, para as menores vazões.

Na Figura 4.6 são apresentados os resultados do presente estudo juntamente com os dados de diferentes pesquisadores, de acordo com CHANSON (1994c), na mesma forma adimensionalizada de L_A/k em função de F^* . Utilizando os dados de BEITZ e LAWLESS (1992), BINDO *et al.* (1993), SORENSEN (1985) e TOZZI (1992), que representam resultados obtidos em estruturas com calhas de declividades entre $50,0^\circ$ e $53,13^\circ$, e os dados encontrados nesta pesquisa (retirando os dois pontos dispersos dos demais), propõe-se uma equação para o cálculo do comprimento de início da aeração (Equação 4.1). Observa-se que a equação proposta representa um bom ajuste aos dados, com um coeficiente de correlação igual a 0,94.

$$\frac{L_A}{k} = 9,7721F^{*0,7014} \quad (4.1)$$

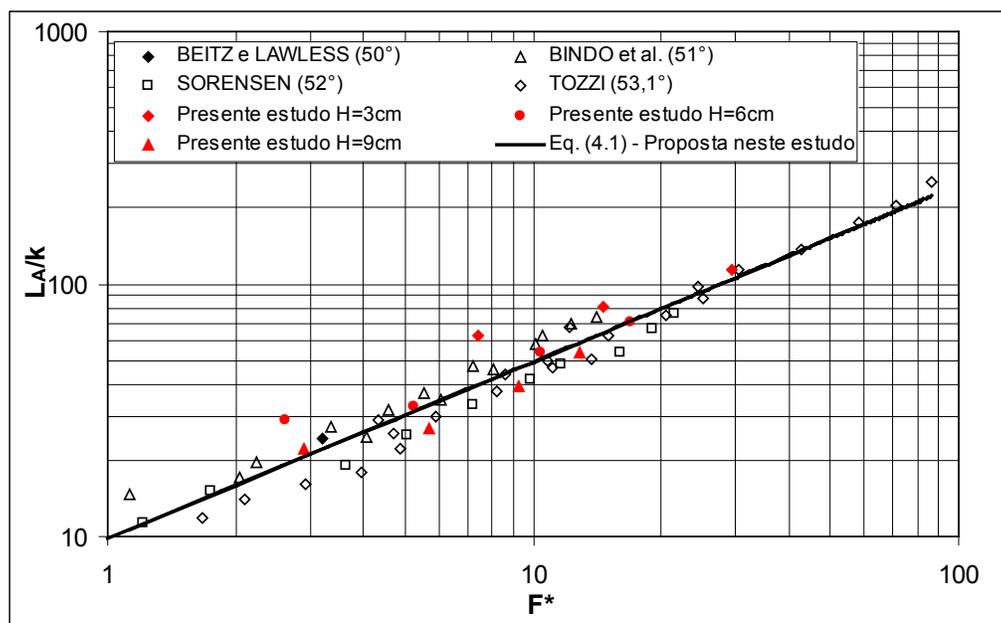


Figura 4.6 – Comparação da posição do início da aeração do escoamento entre os resultados obtidos no presente estudo, com os dados de outros pesquisadores (de acordo com CHANSON 1994b) e a equação (4.1), proposta neste estudo.

Após a avaliação do início da aeração, em conjunto com a análise do nível de água, que será tratado detalhadamente no item 4.4, foram avaliadas as alturas de água na posição do início da aeração. A Figura 4.7 compara os resultados de altura de água no local de início da aeração deste estudo com os dados de outros pesquisadores (obtidos de CHANSON 1994c). Observa-se que os valores encontrados no presente estudo seguem a mesma tendência dos dados da bibliografia, apresentando um comportamento muito semelhante ao de SORENSEN (1985) e TOZZI (1992), e um pouco inferior ao de BINDO *et al.* (1993).

Devido à concordância entre os resultados observados na Figura 4.7, propõe-se a equação (4.2) para avaliar a profundidade do escoamento na posição do início do escoamento aerado uniforme, com base nos dados do presente trabalho em conjunto com os dados de SORENSEN (1985), TOZZI (1992) e BINDO *et al.* (1993) (obtidos em calhas com declividades entre 51,0° e 53,13°). A equação (4.2) apresenta um coeficiente de correlação igual a 0,96.

$$\frac{h_A}{k} = 0,3965F^{*0,5975} \quad (4.2)$$

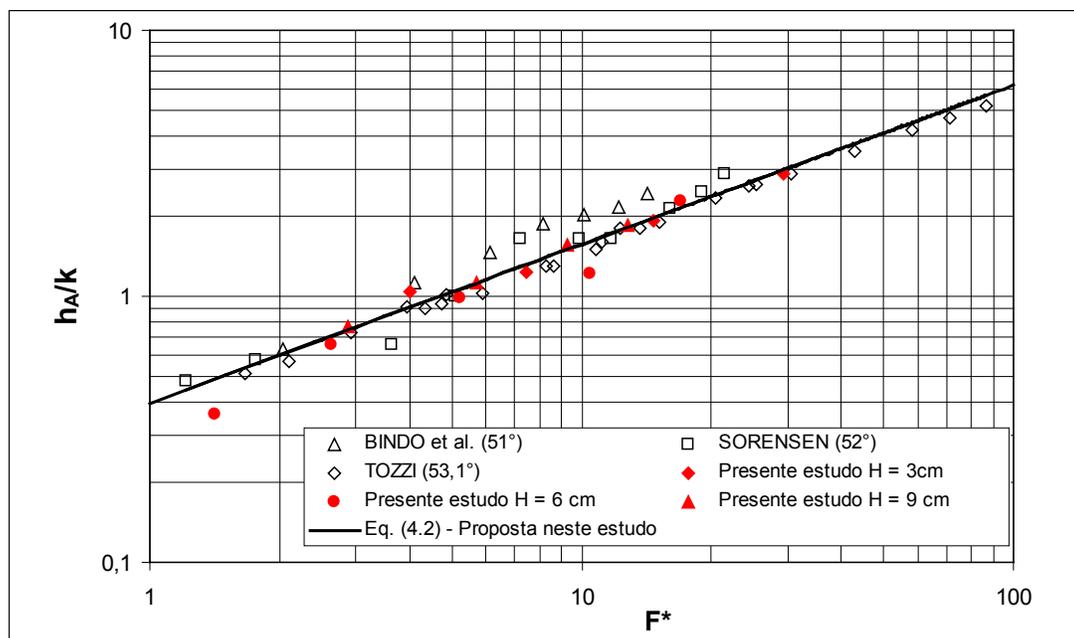


Figura 4.7 – Comparação da profundidade do escoamento na posição do início da aeração do fluxo, entre os resultados obtidos no presente estudo, com os dados de outros pesquisadores e a equação (4.2) proposta neste estudo.

Ressalta-se que as equações (4.1) e (4.2) são válidas para vertedouros com declividades em torno de $53,13^\circ$, e para alturas de até 25 m, visto que estas equações baseiam-se em resultados obtidos em modelos com alturas menores que 2,5 m (considerando a escala 1:10 para transposição de dados obtidos em escoamentos altamente aerados, como já comentado anteriormente). As equações (4.1) e (4.2) apresentam um comportamento semelhante ao obtido com as equações (2.14) e (2.15), propostas por CHANSON (1994b), aplicadas a vertedouros com declividade 1V: 0,75H.

TOZZI (1992) relaciona os valores do comprimento de início da aeração (L_A) com as profundidades do escoamento correspondentes neste ponto (h_A), considerando as diferentes rugosidades. Na Figura 4.8 são apresentados os resultados deste estudo da posição do início da aeração e da altura do escoamento neste local, comparados com os dados e a equação obtidos por TOZZI (1992). Observa-se que ocorre uma certa dispersão dos dados referentes ao presente estudo, principalmente para as estruturas com valores de k iguais a 1,8 e 3,6 cm, nos ensaios realizados com as menores vazões específicas, sendo necessária a verificação destes resultados.

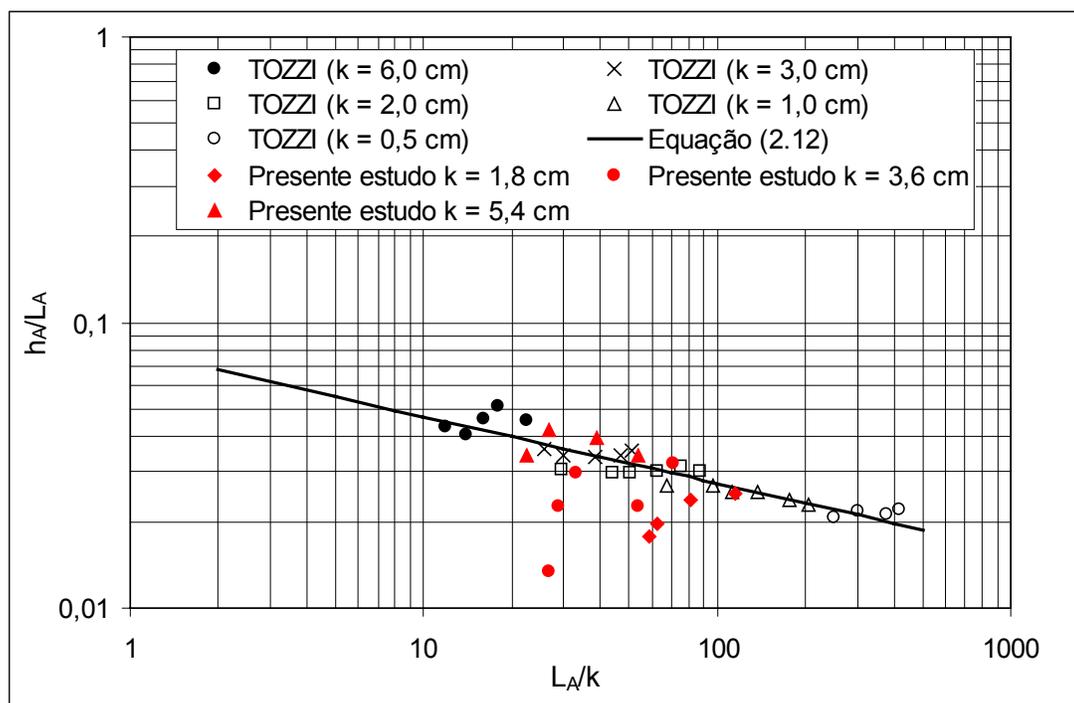


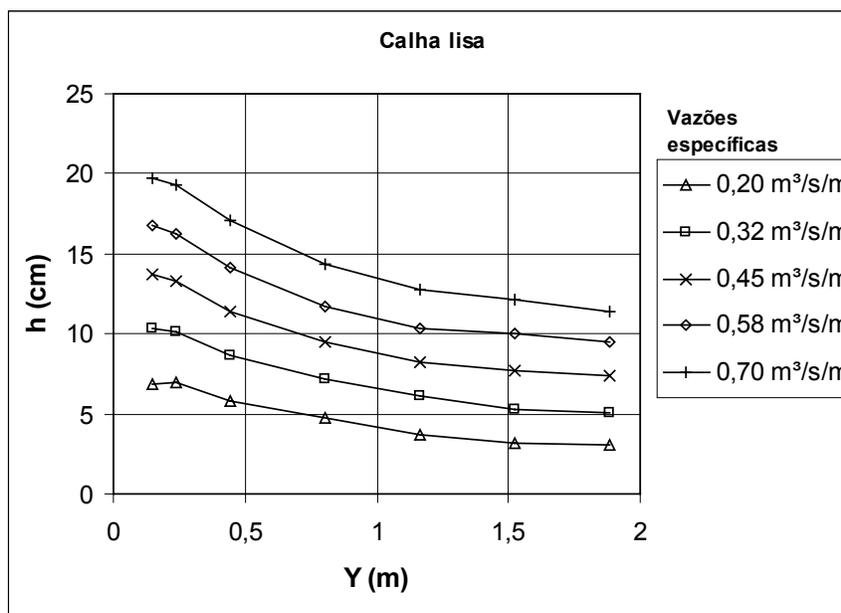
Figura 4.8 – Resultados obtidos neste estudo da posição do início de aeração e da profundidade do escoamento neste ponto, comparados com os resultados de TOZZI (1992).

4.4 Nível de água

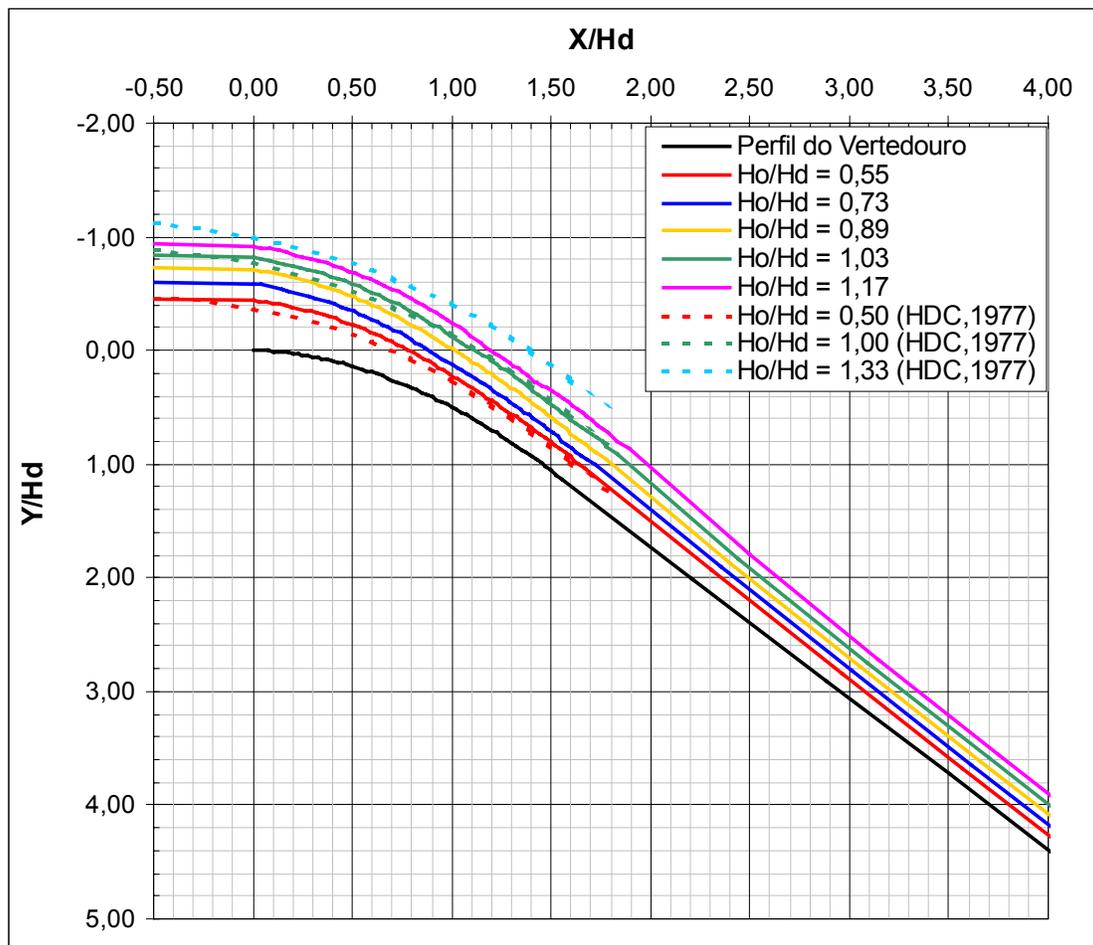
Os resultados apresentados neste item referem-se aos valores de níveis de água obtidos através da ponta linimétrica, na meia largura do canal, visto que a medição realizada nas laterais do canal apresentam grandes influências dos efeitos de parede. Uma análise comparativa entre as profundidades de escoamento obtidas pelos dois métodos, comentados no item (3.2.1), indicou que as medições obtidas na lateral são, nas regiões de escoamentos não aerados, em média, 12% maiores que as obtidas pela ponta linimétrica e, para os escoamentos em regiões aeradas, em média, 47% maiores. Esta análise confirma a influência das paredes no escoamento, sendo este efeito maior nos escoamentos aerados. Este alto valor encontrado para os escoamentos aerados, também reflete a dificuldade da realização das medições nestas condições de fluxo.

Além disso, outro motivo pela escolha da análise através das medidas com emprego de pontas linimétricas, é a localização desfavorável das tomadas de medidas 6 e 7, que não apresentam uma boa visualização lateral, devido à presença de um pilar na transição da lateral em acrílico do vertedouro, para o canal de jusante.

Primeiramente analisou-se os perfis da linha de água obtidos para os escoamentos sobre a calha lisa. A Figura 4.9a apresenta os resultados das profundidades do escoamento ao longo da calha lisa e a Figura 4.9b compara os perfis da linha de água com os apresentados em U.S. Army Corps of Engineers (1977) (Hydraulic Design Criteria). Observa-se que os perfis de linhas de água obtidos para este vertedouro se aproximam, satisfatoriamente, daqueles apresentados na bibliografia consultada. Apesar dos valores adimensionalizados encontradas na bibliografia serem descritos apenas até valores de X/Hd iguais a 1,70, a comparação torna-se válida, já que o ponto de tangência adotado para esta calha não interfere nos níveis de água a montante.



(a)



(b)

Figura 4.9 (a) Perfil da linha de água ao longo da calha lisa para as vazões específicas (b) Perfil da linha de água adimensionalizado, comparado com os dados de U.S. Army Corps of Engineers – HDC (1977).

No Anexo I são apresentados os resultados de níveis de água para as quatro estruturas ensaiadas. A Figura 4.10 apresenta graficamente as profundidades do escoamento ao longo das calhas em degraus e no Anexo II estes dados de linha de água podem ser visualizados na forma do perfil e adimensionalizados pela carga de projeto (H_d).

A linha de água da superfície livre média observada nos escoamentos em degraus, em comparação com a obtida para o vertedouro de calha lisa, como era de se esperar, apresenta uma forma um tanto irregular. Nos escoamentos sobre vertedouros lisos as profundidades diminuem ao longo da calha. Nos vertedouros em degraus, as profundidades ao longo da calha, de um modo geral, são maiores do que as correspondentes na calha lisa, e apresentam um comportamento irregular. A linha de água nas calhas em degraus, para as maiores vazões, apresenta uma menor irregularidade, explicando-se pelo fato do escoamento não chegar a atingir a aeração, limitado pela altura do modelo.

Analisou-se os níveis de água a jusante do ponto de início de aeração uniforme, com o objetivo da determinação das profundidades médias correspondentes ao escoamento uniforme (neste regime o escoamento apresenta profundidades constantes). Os valores correspondentes a estas profundidades foram obtidos a partir da média das profundidades a jusante do ponto de início de aeração e são apresentadas no Quadro 4.2, para as vazões ensaiadas em que foi possível atingir a aeração uniforme.

Quadro 4.2 – Profundidade normal do escoamento nas situações em que foi atingido e escoamento aerado uniforme.

q (m ³ /s/m)	h _n (cm)		
	H = 3 cm	H = 6 cm	H = 9 cm
0,03	1,58	1,50	*
0,05	2,20	2,46	*
0,10	3,20	3,66	4,51
0,20	5,41	5,49	6,48
0,32	**	8,17	8,15
0,45	**	**	9,99

* Escoamento em quedas sucessivas.

** Não foi possível avaliar a profundidade uniforme para estas vazões.

Os dados de profundidade de escoamento em conjunto com os valores de velocidades foram utilizados para a avaliação da dissipação de energia que será tratada no item 4.7.

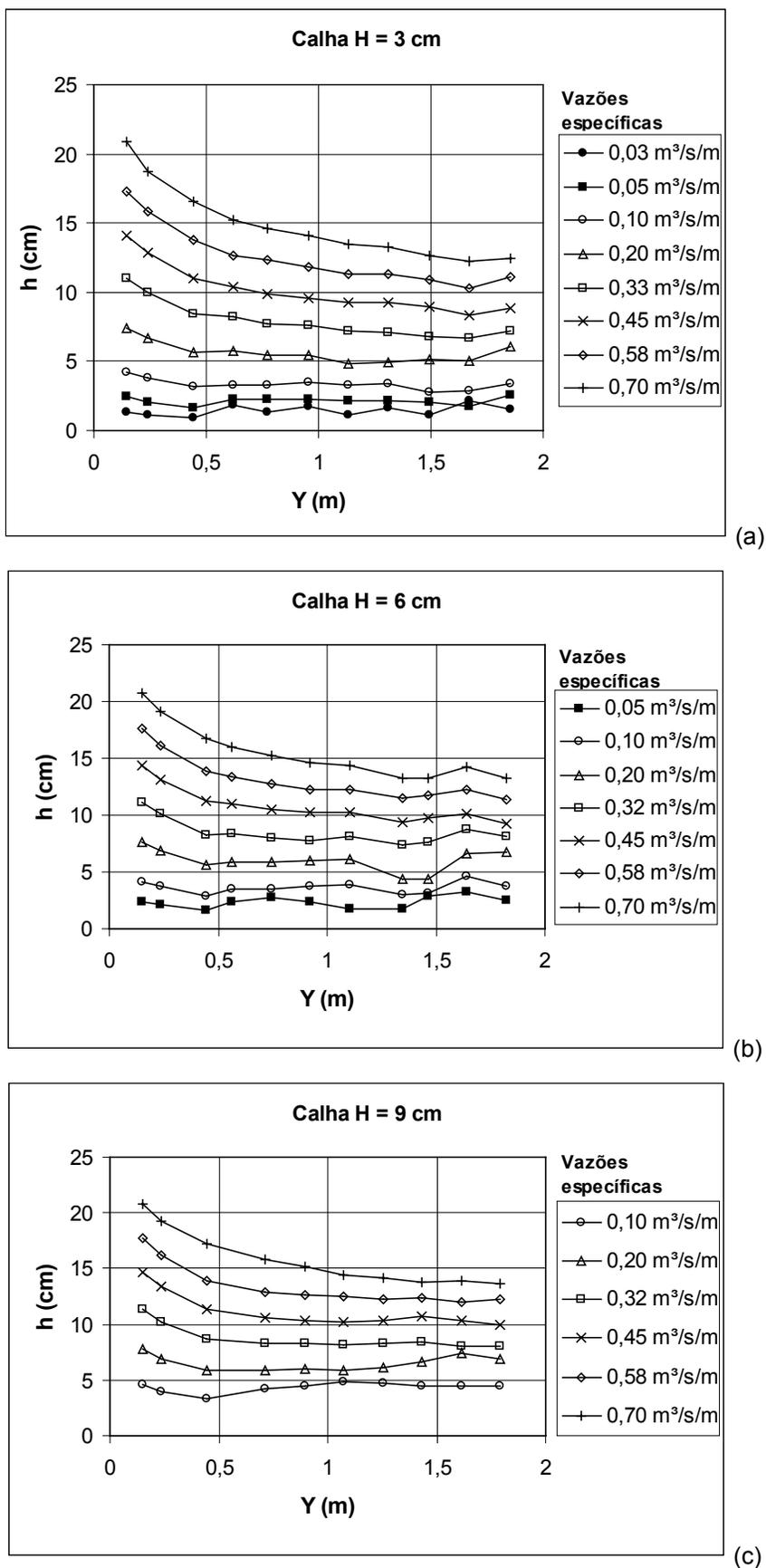


Figura 4.10 – Profundidade do escoamento ao longo da calha para as três estruturas em degraus, para os diferentes valores de vazões específicas ensaiados em cada estrutura.

4.5 Velocidades

Conforme observado por TOZZI (1992), a utilização de tubos de Pitot-Prandtl permite determinar uma distribuição típica de velocidades ao longo da profundidade do escoamento, caracterizada pelo valor nulo junto ao contorno, por valor máximo no interior do fluxo aerado e por valores decrescentes acima desta profundidade. Esses valores menores próximos à superfície livre ocorrem pela presença de ar arrastado pelo escoamento, que em contato com o tubo de estagnação indicam uma velocidade menor que a real.

A partir dos dados adquiridos, em conjunto com a curva de calibração do conjunto Pitot / transdutor diferencial, foram obtidas séries de resultados de velocidades instantâneas. Através das velocidades instantâneas foram calculadas as velocidades médias em cada posição vertical da seção de medição.

A Figura 4.11 apresenta os resultados dos perfis médios de velocidades, obtidos para as três calhas em degraus, numa mesma posição correspondente a $Y/Hd = 3,81$ (tomada 6), comparados com o obtido na mesma posição no modelo com calha lisa. Os demais perfis de velocidades são apresentados no Anexo III. Não foram traçados perfis de velocidades correspondentes à tomada 7 ($Y/Hd = 4,91$), pois nesta seção, devido às dificuldades de medições, estas foram realizadas apenas em um ponto distante 0,5 cm do fundo da calha (correspondente a meio diâmetro do Tubo de Pitot-Prandtl).

Nos perfis analisados na Figura 4.11 observou-se velocidades menores próximas ao fundo do escoamento e maiores a distâncias maiores do fundo da calha, tendendo a um valor constante. Estes perfis gerados não apresentam, como citado por TOZZI (1992), uma região de valores menores próximos à superfície livre, isto devido a não terem sido realizadas medições nesta região. Segundo CHOW (1959), na região da camada limite turbulenta o perfil de velocidades tem um comportamento logarítmico com relação à profundidade. Este comportamento pode ser observado na maioria dos perfis de velocidades traçados

Quando se compara os valores de velocidades encontrados para a calha lisa com a calha em degrau observa-se que há uma redução das velocidades nas calhas em degraus (Figura 4.11 e no Anexo III), como se esperava.

As velocidades foram medidas até, aproximadamente, 75% da profundidade total do escoamento. Para a avaliação da energia ao longo do escoamento, utilizou-se as velocidades médias calculadas a partir da profundidade do escoamento na posição desejada.

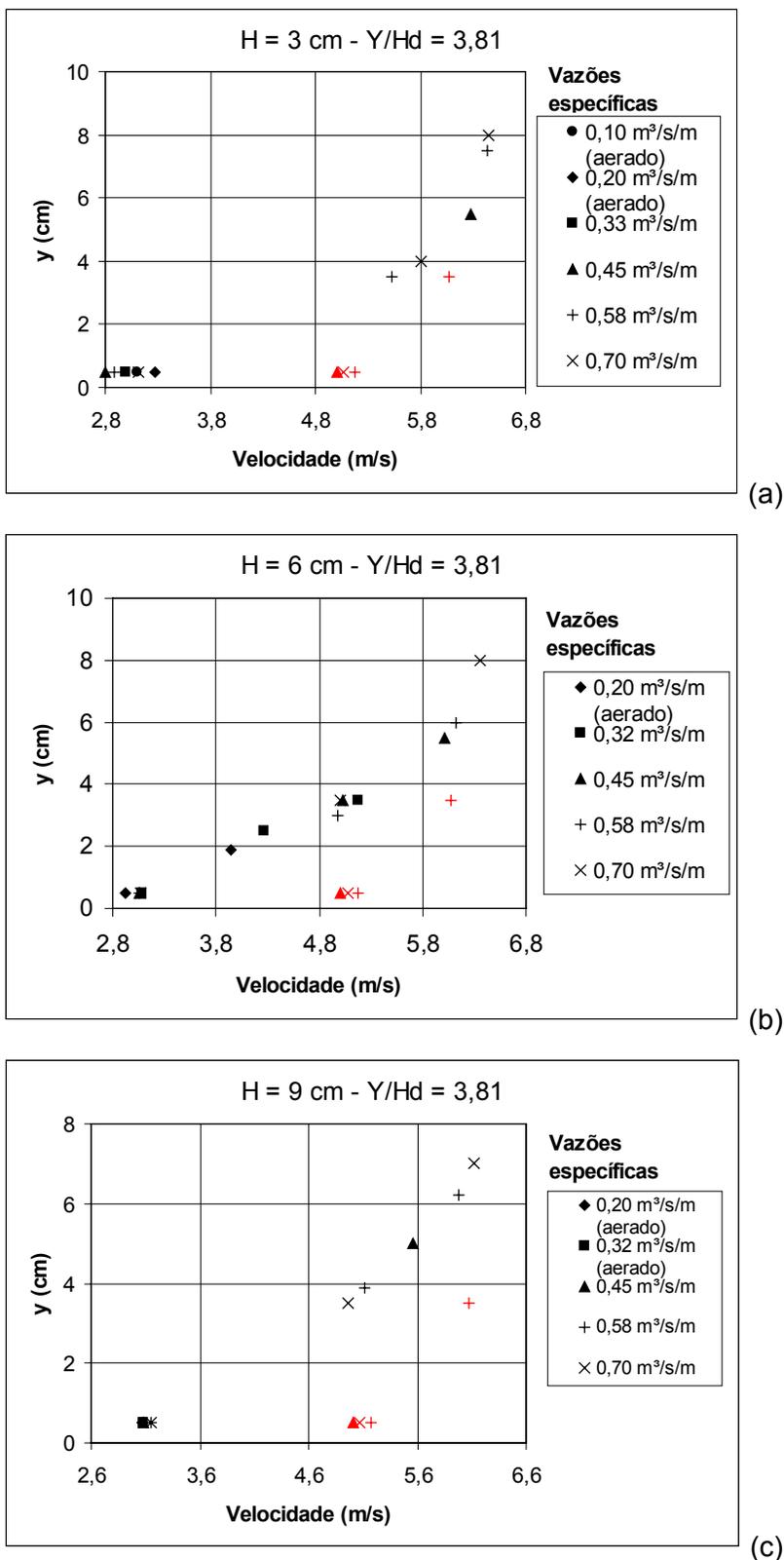


Figura 4.11 – Perfis de velocidade do escoamento na posição da tomada 6 ($Y/Hd = 3,81$) para as três estruturas em degraus comparados com os resultados obtidos no vertedouro de calha lisa (y representa as posições de medição de velocidade ao longo da profundidade total do escoamento h). Os pontos em vermelho correspondem às medidas realizadas no vertedouro de calha lisa.

4.6 Avaliação do fator de resistência

A partir da definição das alturas normais na região de escoamento aerado uniforme (h_n), apresentadas no Quadro 4.2, pode-se avaliar o valor do fator de resistência, utilizando a equação (2.24). Na Figura 4.12 comparam-se os resultados encontrados neste estudo com algumas equações propostas por outros pesquisadores. Observa-se que os resultados obtidos para o fator de resistência neste estudo encontram-se na faixa entre as curvas propostas por STEPHENSON (1991) e CHANSON (1994) e aproximam-se bastante da proposição de CHAMANI e RAJARATNAM (1999). De acordo com esta análise, sugere-se a utilização da equação (2.27), proposta por CHAMANI e RAJARATNAM (1999a) para o cálculo do fator de resistência em calhas em degraus atuando no regime de escoamento aerado uniforme.

Devido ao número limitado de casos onde obteve-se o regime de escoamento aerado uniforme, foi possível obter diretamente valores do fator de resistência apenas para situações de $h_n/k < 3$, como se observa na Figura 4.12. Isso se deve à limitação da altura do modelo (2,44 m), que impossibilitou que o escoamento atingisse o regime aerado uniforme em todas as vazões ensaiadas.

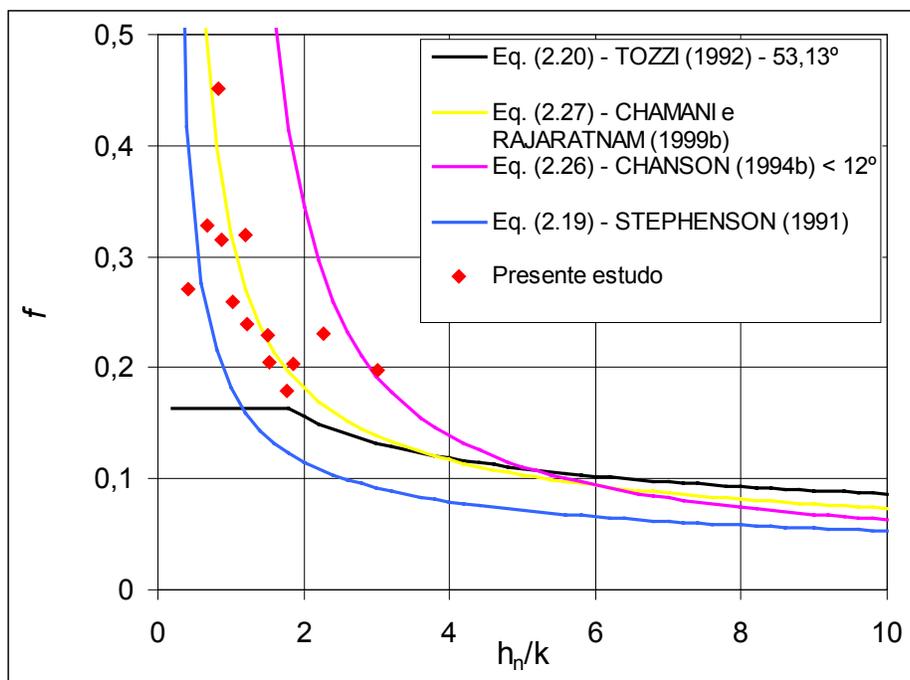


Figura 4.12 – Valores do fator de resistência obtidos neste estudo em comparação com algumas proposições de outros pesquisadores.

Na Figura 4.13 os mesmos resultados de fator de resistência, obtidos do presente estudo, são comparados com os dados da bibliografia (obtidos de CHANSON 1994c) em função da rugosidade e do diâmetro hidráulico. CHANSON (1994c) propôs um valor médio igual a 1,0 para o fator de resistência, com base em dados de vários pesquisadores, que apresentam variações entre 0,17 e 5,00. Os valores do fator de resistência obtidos neste estudo, apresentam uma variação entre 0,18 e 0,45, com um valor médio em torno de 0,25.

A grande dispersão dos dados apresentados na Figura 4.13 pode ser explicada em parte pela comparação de resultados correspondentes a escoamentos sobre modelos e protótipos funcionando em condições diferentes (escalas, declividades, etc.). Na Figura 4.13, onde foram colocados os dados obtidos nesta pesquisa, verifica-se que não há correlação entre o fator de resistência e a rugosidade relativa. Supõe-se que deva existir uma correlação com o número de Reynolds, entretanto nas análises realizadas não se conseguiu determinar estas relações.

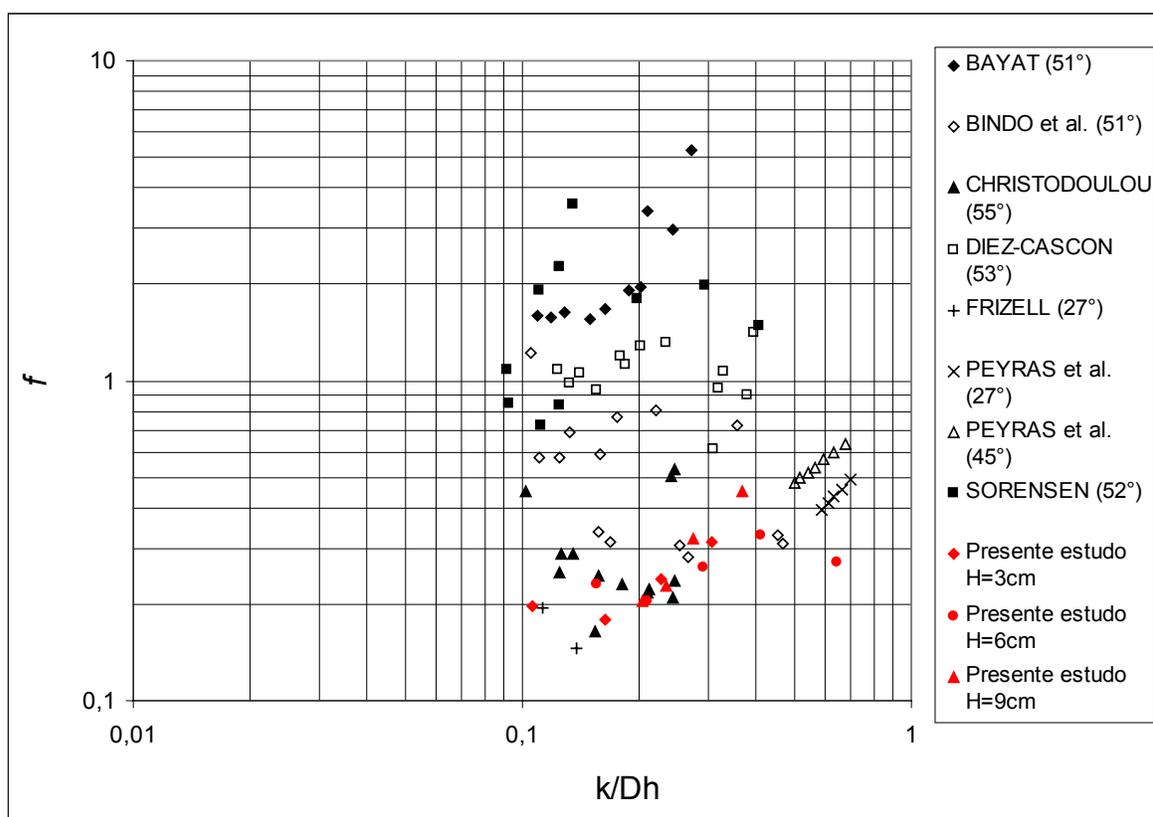


Figura 4.13 – Valores do fator de resistência obtidos neste estudo em comparação com dados de outros pesquisadores.

Foi realizada uma análise comparativa entre os fatores de resistência obtidos nos modelos das calhas em degraus (f_k) com os obtidos no modelo da calha lisa (f_L), independentes do regime de escoamento uniforme ter sido atingido. Nesta análise foram considerados os dados de todos os pontos onde foram realizadas as medições de níveis, em todas as vazões ensaiadas. Para a comparação ser realizada nas vazões de 0,03; 0,05 e 0,1 m³/s/m, foi realizada a extrapolação dos resultados de níveis para a estrutura com calha lisa. Na Figura 4.14 são apresentados estes resultados de fator de resistência, considerando qualquer posição na calha, denominada 'L_p' (L_p é a distância alinhada ao perfil, a partir do ponto P1 da Figura 3.5, até a posição da calha considerada) e o início da aeração (L_A); e a partir destes dados propõe-se a equação (4.3). Os valores de $L_p/L_A < 1,0$, correspondem a regiões de escoamento não aerado.

$$\frac{f_L}{f_k} = 1,8162 \exp\left(-1,7692 * \frac{L_p}{L_A}\right) \quad (4.3)$$

O coeficiente de correlação da equação (4.3) é igual a 0,914.

Salienta-se que a equação (4.3) foi proposta a partir de dados que apresentavam algumas limitações, e para a utilização adequada desta, faz-se necessário as seguintes observações:

- Para $L_p/L_A < 1$, válida para $h/k \leq 9,0$ (região não aerada);
- Para $1,0 \leq L_p/L_A \leq 2,0$, válida para $h/k \leq 3,0$ (região aerada);
- Para $2,0 < L_p/L_A \leq 2,5$ esta equação deve ser utilizada com restrições;
- Para $L_p/L_A > 2,5 \rightarrow$ não utilizar esta equação.

Para avaliar o fator de resistência em uma calha em degraus, utilizando a equação 4.3, é necessário o conhecimento do fator de resistência para uma calha lisa de mesma declividade, e o posicionamento do início da aeração na estrutura em degraus correspondente.

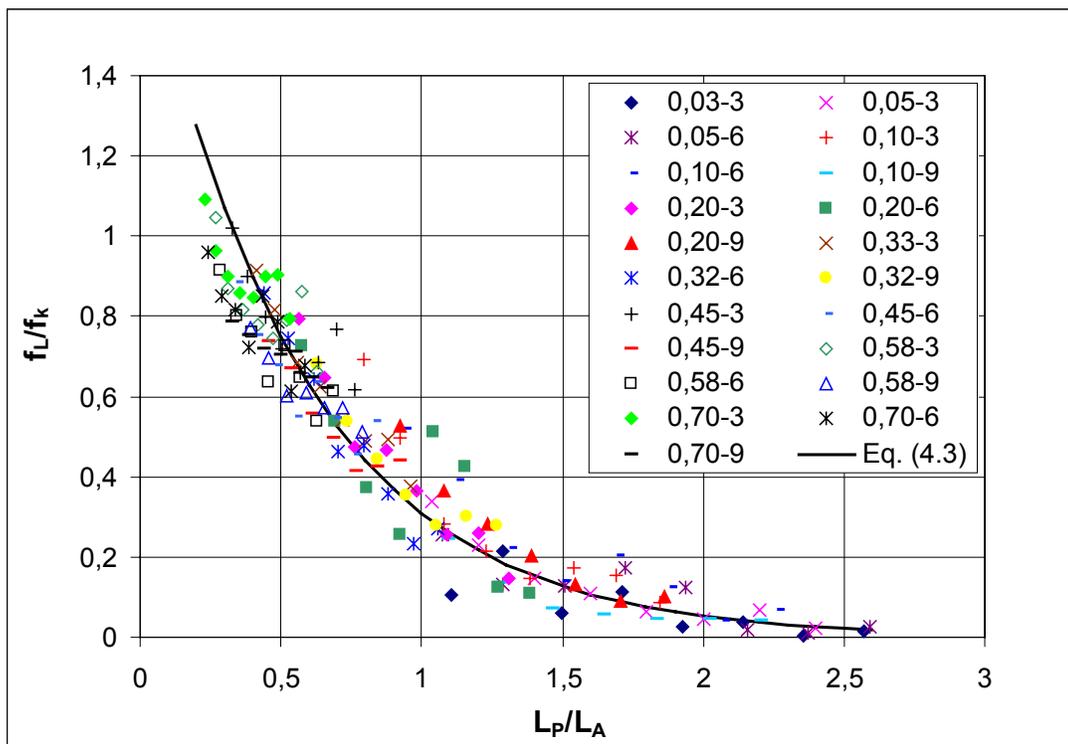


Figura 4.14 – Comparativo do fator de resistência de calha lisa com as calhas em degraus, considerando a posição da tomada e o início da aeração em cada caso (f_L é o fator de resistência para vertedouros de calha lisa, f_k é o fator de resistência nos vertedouros de calha em degraus, L_P é a distância alinhada ao perfil, a partir do início deste (ponto P1 da Figura 3.5) até a posição da calha considerada). Na legenda indica-se a vazão específica em $m^3/s/m$, seguida pela altura do degrau em cm.

O fator de resistência na estrutura lisa é função, entre outros, da profundidade do escoamento em determinado ponto. Com o objetivo de determinar a profundidade do escoamento ao longo do vertedouro de calha lisa, propõe-se a equação (4.4) a partir dos dados obtidos neste trabalho (figura 4.15), relacionando-se a variação do perfil da linha de água ao longo da calha lisa, adimensionalizando pela altura crítica correspondente a cada vazão e a posição ao longo do perfil.

$$\frac{h_L}{h_c} = \left(1,647 + 0,53 \frac{L_P}{h_c} \right)^{-0,7055} \quad (4.4)$$

onde h_L é a profundidade do escoamento em qualquer ponto da calha lisa, L_P é a distância a partir do início da crista, contornando o perfil, até determinado ponto e h_c é a profundidade crítica ($h_c = (q^2/g)^{1/3}$). O coeficiente de correlação da equação (4.4) é igual a 0,99. Esta equação limita-se para a faixa de $1,0 \leq L_P/h_c \leq 17,0$.

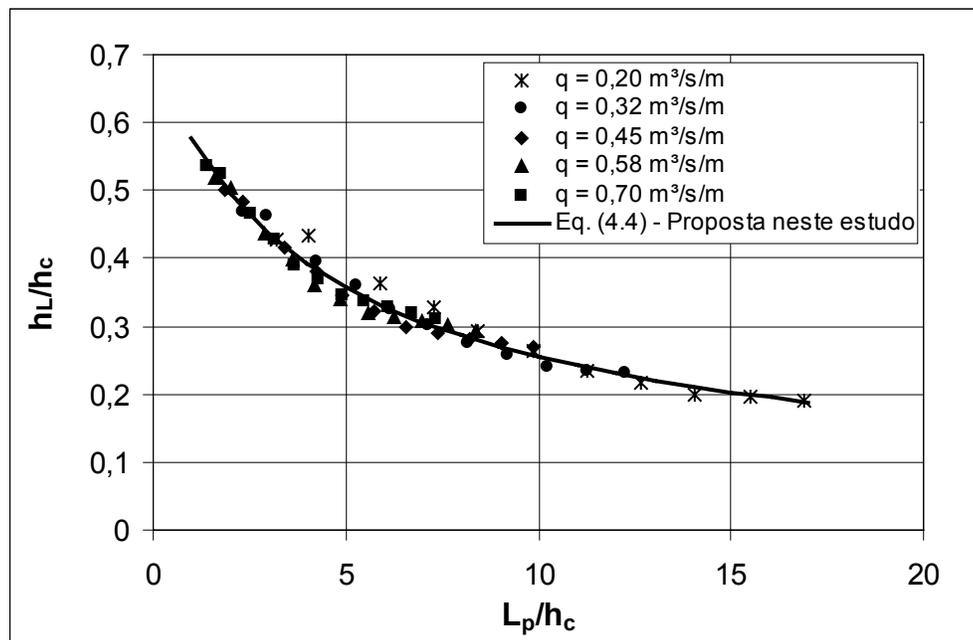


Figura 4.15 – Avaliação da profundidade do escoamento no vertedouro de calha lisa para diferentes posições e vazões.

A partir do conhecimento da profundidade do escoamento na calha lisa, pode-se calcular o fator de resistência correspondente, através da equação (2.24).

Na Figura 4.16 são relacionados os resultados do fator de resistência para um vertedouro de calha lisa (f_L) com o número de Froude (Fr). A equação (4.5) corresponde à curva de tendência obtida, que pode ser utilizada para confrontar com os valores do fator de resistência em um vertedouro de calha lisa calculados pela equação (2.24). A equação (4.5) apresenta coeficiente de correlação igual a 0,98. Esta equação é válida para a valores de $2,5 \leq Fr \leq 12,0$.

$$f_L = 2,6976Fr^{-1,7068} \quad (4.5)$$

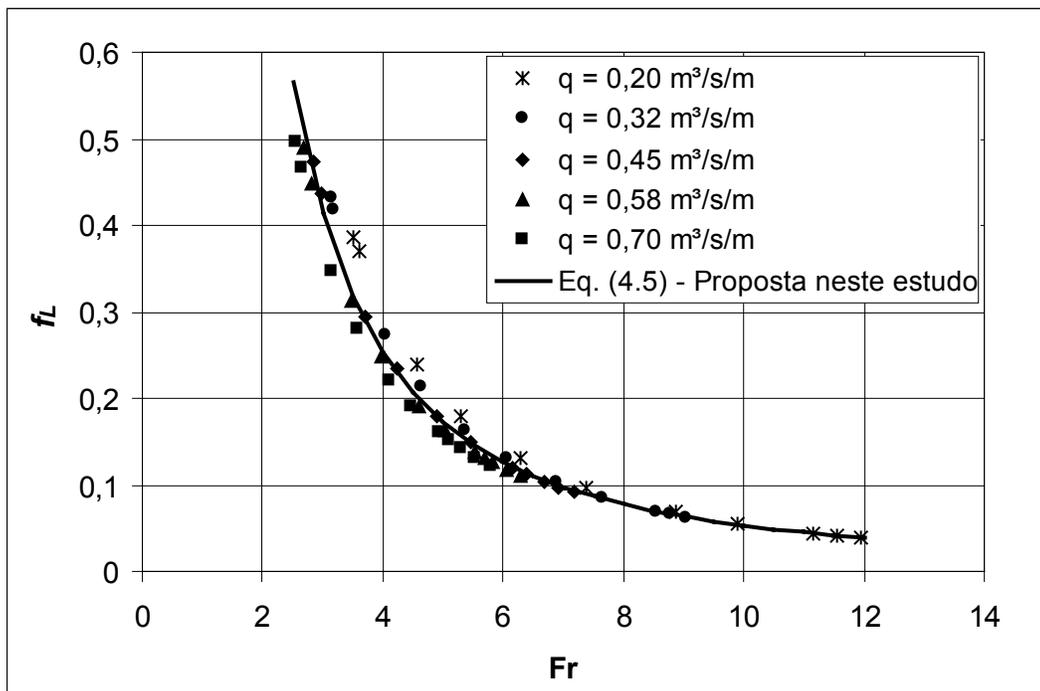


Figura 4.16 – Fator de resistência f_L em função do número de Froude para o vertedouro de calha lisa.

A partir do conhecimento do valor do fator de resistência em uma calha lisa, em uma determinada localização e vazão, pode-se avaliar o valor do fator de resistência para uma calha em degraus, utilizando a equação (4.3).

Desta forma possibilita-se a avaliação de valores de fator de resistência para faixas maiores de h/k e para regiões onde o fluxo não atingiu o regime de escoamento aerado uniforme.

4.7 Análise da dissipação de energia

A dissipação de energia pode ser avaliada a partir de dois aspectos diferentes. Pode-se avaliar a energia residual no pé do vertedouro em degraus, em relação à energia total a montante e também pode-se realizar um estudo comparativo da energia dissipada em um vertedouro com calha em degraus em relação à energia dissipada em uma estrutura similar de calha lisa.

O cálculo da energia em qualquer ponto ao longo da calha (E_p) nas quatro estruturas utilizadas neste estudo, foi realizado a partir da equação (4.6), de acordo com CHOW (1959), para canais de grande declividade.

$$E_p = z_p + h_p \cos \alpha + \alpha_1 \cdot \frac{V_p^2}{2.g} \quad (4.6)$$

onde: z_p é a cota do piso do degrau na seção considerada em relação ao plano de referência, h_p é a profundidade do escoamento medida perpendicularmente na quina superior do degrau considerado, V_p é a velocidade média correspondente (calculada a partir de h_p) e α_1 é o coeficiente de Coriolis (considerado igual a 1,0).

A energia a montante (E_m) foi avaliada através da equação:

$$E_m = Y + 1,5h_c \quad (4.7)$$

onde Y é a diferença entre a cota da crista do vertedouro e a cota da posição onde está sendo avaliada a energia (altura do vertedouro relativa).

O cálculo de energia foi realizado ao longo da calha, considerando em cada tomada um plano de referência diferente. O plano de referência respectivo a cada tomada passa no piso do degrau correspondente, paralelo a este. Desta forma, na equação (4.6) tem-se $z_p = 0$ e na equação (4.7) tem-se o termo Y , que expressa as diferentes possibilidades de alturas de vertedouros consideradas.

Esta metodologia de cálculo possibilita que sejam avaliadas condições de dissipação de energia em vertedouros de diferentes alturas, menores ou iguais às estruturas ensaiadas nesta pesquisa. O cálculo de dissipação de energia foi realizado até o último ponto de medição de níveis, localizado 1,88 m abaixo da soleira do vertedouro. Desta forma, quando for tratada a dissipação de energia total desta estrutura, refere-se a dissipação até este último ponto de medição.

Na avaliação da energia foram utilizados os valores de profundidade obtidos com o uso da ponta linimétrica e a velocidade foi calculada a partir destes valores de profundidade.

4.7.1 Dissipação de energia em relação à energia a montante do vertedouro

A avaliação da dissipação de energia em relação a montante do vertedouro, foi realizada ao longo da calha, para as tomadas de medição 4 a 7. A energia a montante foi

calculada pela equação (4.7), relativa a cada uma das tomadas e a energia em cada ponto foi avaliada pela equação (4.6). A energia dissipada (ΔE) é dada por:

$$\frac{\Delta E}{E_m} = \frac{E_m - E_p}{E_m} \quad (4.8)$$

Esta análise compara, em cada estrutura, a dissipação de energia em determinados pontos em relação à energia a montante correspondente. No Anexo IV apresentam-se estes valores de dissipação de energia para os valores de Y/H_d iguais a 2,01, 2,91 e 4,71, correspondentes a vertedouros com alturas iguais a 0,80 m, 1,16 m e 1,88 m, respectivamente. Na Figura 4.17 são graficados os valores de dissipação de energia na posição da tomada 6 ($Y/H_d = 3,81$), para as três estruturas em degraus e, no Anexo V, apresentam-se os gráficos para as demais posições analisadas. O ponto correspondente à dissipação de energia para o degrau de 6 cm de altura, para a altura crítica de 0,16 m, apresentado na Figura 4.17, provavelmente reflete algum erro na medição deste nível, visto que este ponto encontra-se disperso dos demais.

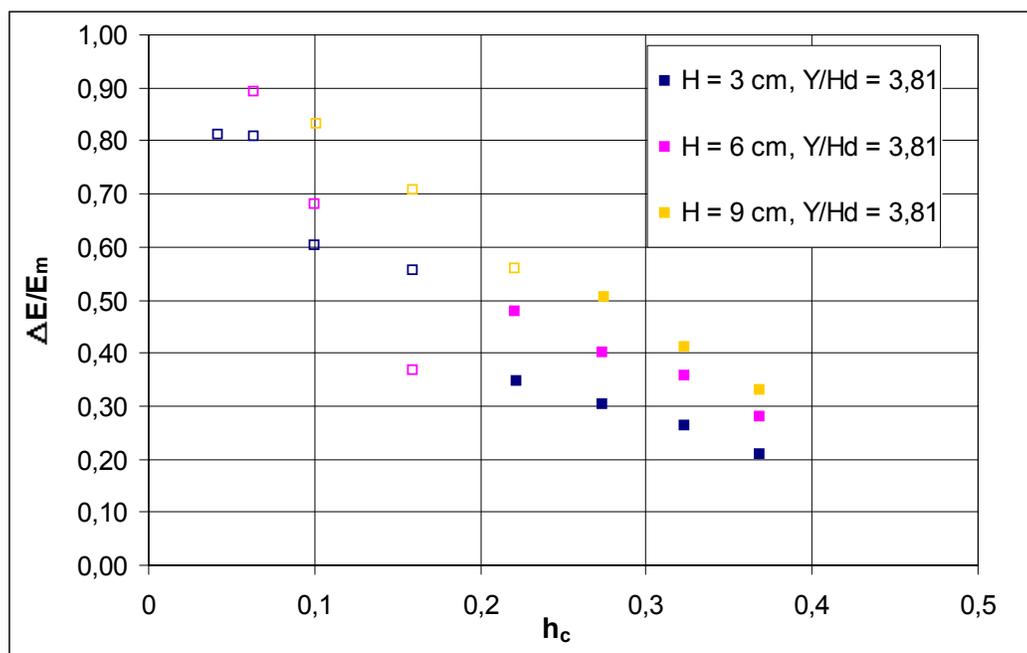


Figura 4.17 – Resultados obtidos no presente estudo para a dissipação de energia em relação à energia de montante para a posição $Y/H_d = 3,81$, comparando o comportamento observado nos três vertedouros em degraus. Os pontos do gráfico sem preenchimento correspondem a resultados obtidos na zona aerada do escoamento. (Y = posição vertical em relação a crista e H_d é a carga de projeto = 0,40 m)

A Figura 4.18 apresenta os resultados de dissipação de energia obtidos no vertedouro com degraus de 3 cm de altura, considerando diferentes alturas da estrutura.

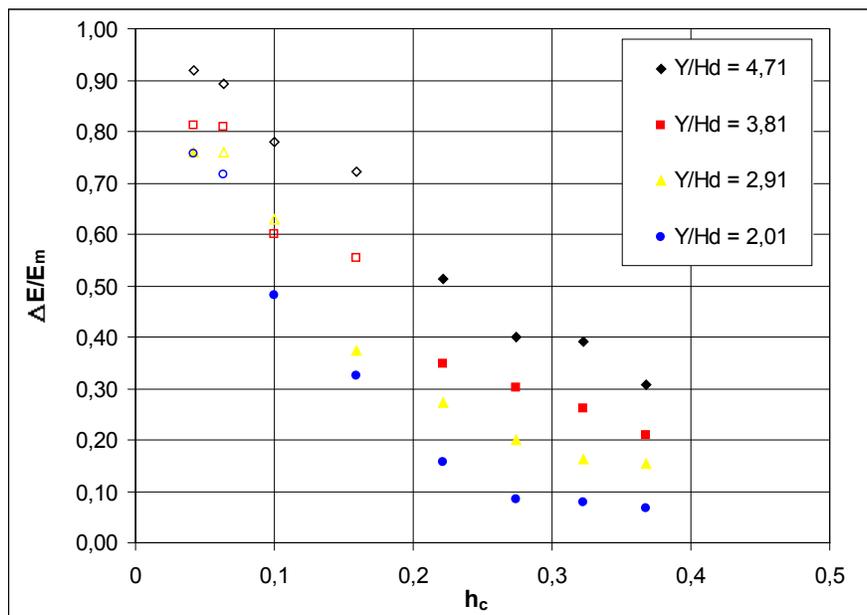


Figura 4.18 – Resultados obtidos no presente estudo para a dissipação de energia em relação à energia de montante, no vertedouro com degraus de 3 cm de altura, considerando diferentes situações de Y/Hd (os pontos do gráfico sem preenchimento correspondem a resultados obtidos na zona aerada do escoamento).

Analisando o comportamento dos resultados de dissipação de energia em relação à energia de montante, pode-se fazer os seguintes comentários:

- Observa-se que a dissipação de energia é maior para os vertedouros de maior altura e diminui com o aumento da vazão específica (Figura 4.18 e Anexo IV). Analisando vertedouros de mesma altura (Figura 4.17, Anexos IV e V), tem-se uma maior dissipação de energia para as calhas com degraus mais altos. Por exemplo, considerando a altura do vertedouro de 1,52 m ($Y/Hd = 3,81$), a dissipação de energia, para uma vazão de $0,10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, apresenta os valores de 60%, 68% e 83%, respectivamente para vertedouros com degraus de 3, 6 e 9 cm de altura; e para uma vazão de $0,70 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, estes valores diminuem para 21%, 28% e 33% (ver Anexo IV).
- Os maiores níveis de dissipação de energia observam-se nos escoamentos aerados (Figuras 4.17 e 4.18 e Anexo V). Pode-se verificar que nos ensaios onde se observou a aeração do fluxo, os valores de dissipação de energia ficaram entre o valor mínimo de, aproximadamente, 55%, chegando até o valor

máximo de 92% (Anexo IV). Para as maiores vazões, onde o fluxo não chega a tornar-se aerado (limitado pela altura do vertedouro), a dissipação de energia é bastante reduzida. Desta análise conclui-se que, para a eficiência do vertedouro em degraus, em termos de dissipação de energia, é importante que seja observado no projeto, se para as vazões máximas a calha tem comprimento suficiente para que o escoamento torne-se aerado. Caso contrário, será necessária uma estrutura de dissipação a jusante com dimensões que não justifiquem a inserção dos degraus na calha. A possibilidade de escoamentos que atingem a aeração dentro do comprimento da calha representam as situações mais favoráveis e econômicas. Quanto ao tamanho do degrau, a maior dissipação de energia corresponde aos escoamentos sobre calhas com degraus de maior altura, refletindo o comportamento da aeração, que inicia antes para calhas de maior rugosidade.

Os resultados de dissipação de energia em relação a energia de montante, são apresentados em função da relação adimensional Y/h_c na Figura 4.19. Este gráfico mostra um comportamento bem definido da dissipação de energia para a região de escoamentos não aerados. Os pontos relativos ao escoamento aerado apresentam-se um pouco mais dispersos. No entanto, em ambos casos evidencia-se a maior dissipação ocorrendo para o modelo com degraus de 9 cm de altura e a menor para a calha de degraus de 3 cm de altura.

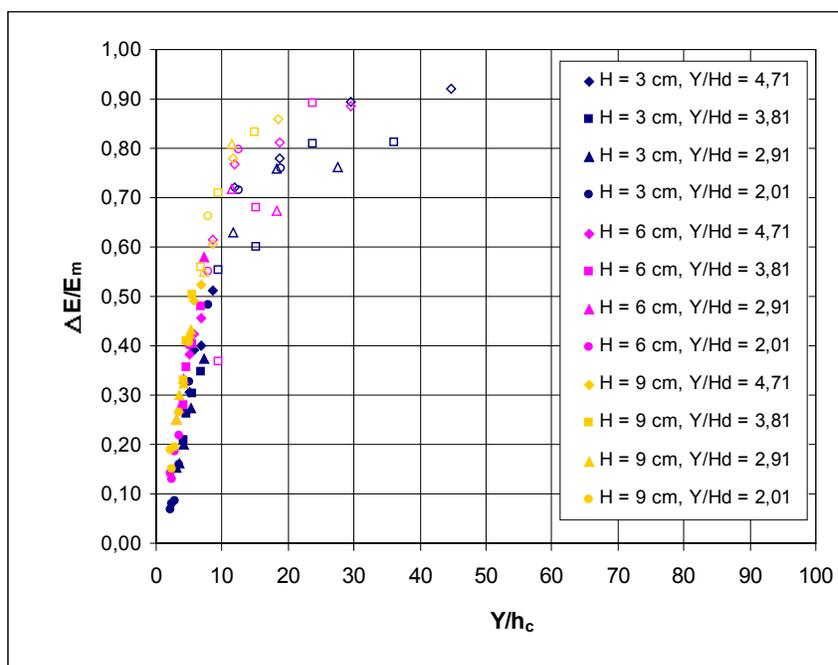


Figura 4.19 – Resultados de dissipação de energia em relação à energia de montante (os pontos sem preenchimento correspondem a resultados obtidos na zona aerada do escoamento).

Na Figura 4.20 os mesmos resultados de dissipação de energia em relação à energia a montante são comparados com os dados e proposições de outros pesquisadores.

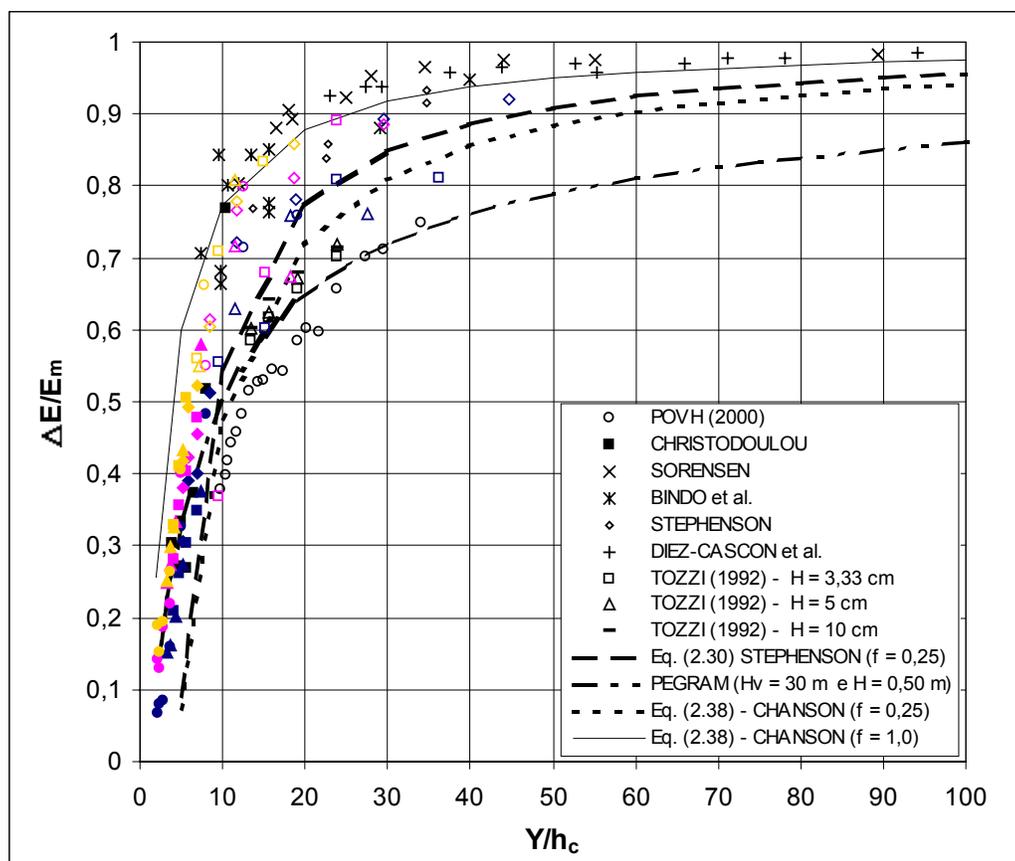


Figura 4.20 – Resultados experimentais obtidos no presente estudo de dissipação de energia em relação à energia de montante, comparados com os dados e proposições de outros pesquisadores. Observação: os dados de SORENSEN, BINDO, STEPHENSON e DIEZ-CASCON, foram retirados de CHANSON (1994c). Para os dados do presente estudo é válida a legenda da Figura 4.19.

Através da Figura 4.20 pode-se verificar que a avaliação da dissipação de energia obtida no presente estudo está em concordância, com os resultados encontrados pelos vários pesquisadores. Os resultados deste estudo mostram, em geral, valores de dissipação de energia bastante semelhantes aos encontrados por STEPHENSON (1991), BINDO *et al.* (1993) e CHRISTODOULOU (1993); são superiores à avaliação de POVH (2000); e inferiores aos resultados de SORENSEN (1985).

TOZZI (1992) avaliou a energia residual por três métodos diferentes: através da imposição da formação de um ressalto hidráulico imediatamente a jusante do início da bacia de dissipação, através da medição da distribuição de velocidades ao longo do escoamento e pelo cálculo da profundidade não aerada pelo método das diferenças finitas. Os valores apresentados na Figura 4.20 referem-se aos resultados obtidos na metodologia indireta através da medição da altura conjugada lenta do ressalto hidráulico formado na bacia de dissipação.

Os resultados encontrados também foram comparados com as equações propostas por CHANSON (1994a), STEPHENSON (1990) e PEGRAM *et al.* (1999). A curva traçada a partir da equação 2.41 (PEGRAM *et al.*, 1999) foi obtida considerando as características do modelo na escala 1:10, representando um vertedouro de 30 m de altura, com degraus de 0,50 m e declividade do paramento de jusante 1V: 0,6H, conforme condições estudadas por PEGRAM *et al.* (1999). Observa-se que os resultados encontrados neste estudo, para $Y/h_c < 10$, aproximam-se bastante desta curva. A proposição de CHANSON (1994a) foi graficada com os valores de fator de resistência de 0,25 e 1,0 e a curva apresentada por STEPHENSON (1990) com $f = 0,25$. O valor de $f = 0,25$ corresponde a um valor médio aproximado, de acordo com a Figura 4.13, dos resultados obtidos neste estudo e $f = 1,0$ é sugerido por CHANSON (1994b), como um valor médio, apesar da grande dispersão dos valores de fator de resistência. A curva proposta por CHANSON (1994a), utilizando $f = 0,25$, apresenta-se como uma envoltória inferior dos dados encontrados neste estudo e utilizando $f = 1,0$, representa uma envoltória superior.

Os resultados apresentados neste item, também podem ser analisados sob o aspecto de energia residual em relação à energia de montante, como muitos autores costumam representar seus resultados. Os resultados de energia residual encontram-se no Anexo IV.

4.7.2 Dissipação de energia em relação a um vertedouro de calha lisa

A dissipação de energia em um vertedouro em degraus pode ser analisada em relação à energia, em uma mesma posição, em um vertedouro de calha lisa. Desta forma obtém-se a dissipação de energia causada pela inserção dos degraus na calha. A equação (4.7) fornece a dissipação de energia em um vertedouro em degraus relativa a um vertedouro em calha lisa.

$$\frac{\Delta E'}{E'} = \frac{(E' - E_p)}{E'} \quad (4.7)$$

onde E' é a energia em qualquer ponto no vertedouro de calha lisa e E_p é a energia em qualquer ponto de um vertedouro de calha em degraus.

Esta análise baseia-se nos resultados obtidos no modelo do vertedouro de calha lisa. São analisados resultados de dissipação de energia em quatro posições ao longo da calha, para valores de $Y/Hd = 2,01; 2,91; 3,81$ e $4,71$ (correspondentes a vertedouros com alturas iguais a 0,80, 1,16, 1,52 e 1,88 m). Os resultados de dissipação de energia em relação a um vertedouro de calha lisa são apresentados no Anexo VI. A Figura 4.21 mostra os resultados para a situação $Y/Hd = 3,81$, e no Anexo VII encontram-se os resultados para as demais posições analisadas.

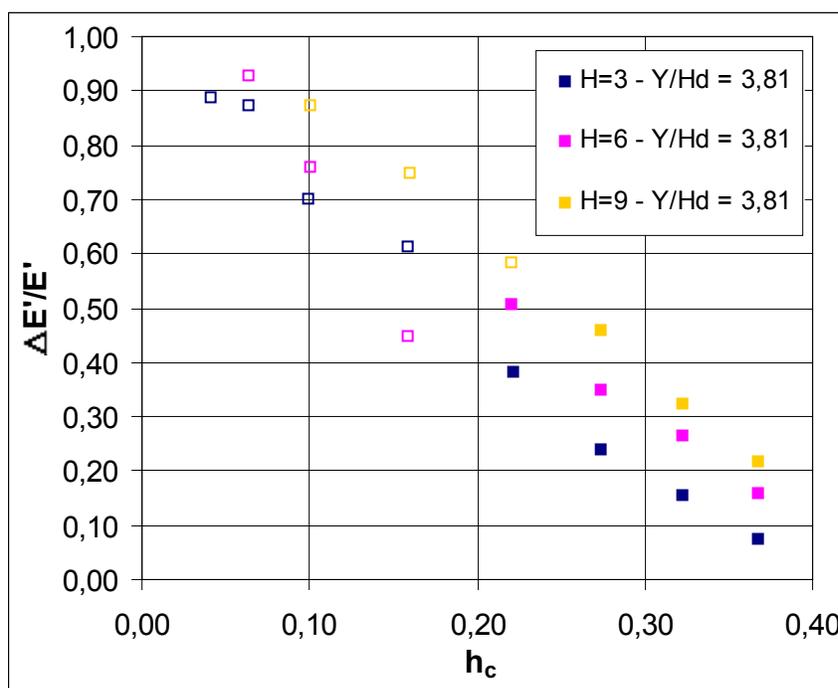


Figura 4.21 – Dissipação de energia em um vertedouro de calha em degraus em relação a um vertedouro de calha lisa, para a posição $Y/Hd = 3,81$ (Pontos sem preenchimento correspondem a escoamentos aerados).

Analisando o comportamento dos resultados de dissipação de energia em vertedouros de calha em degraus em relação à energia em um vertedouro de calha lisa, pode-se fazer os seguintes comentários:

- Confirma-se que a dissipação de energia em escoamentos aerados é muito mais significativa do que em escoamentos não aerados, como já observado na análise anterior (item 4.7.1). Em escoamentos aerados sobre vertedouros em degraus os níveis de dissipação de energia, em relação a um vertedouro de calha lisa, variaram entre 45 e 94% (Anexo VI), equivalendo a valores de energia residual entre 55 e 6%, respectivamente. Para escoamentos que não atingem a zona aerada ao longo da calha, estes níveis decrescem consideravelmente.
- Numa mesma posição da calha, em relação à soleira do vertedouro, observa-se que a dissipação de energia é maior para vertedouros com degraus maiores, decrescendo com o aumento da vazão, confirmando novamente as conclusões obtidas no item 4.7.1.

Os resultados de dissipação de energia em relação a um vertedouro de calha lisa, apresentam-se na Figura 4.22 em função do valor adimensional Y/h_c , comparados com os resultados obtidos por TOZZI (1992) e POVH (2000). A avaliação da energia no vertedouro de calha lisa, nos trabalhos destes autores, foi realizada com base no método da camada limite e pelo cálculo do perfil de escoamento utilizando o método das diferenças finitas. Os valores de dissipação de energia em relação a um vertedouro de calha lisa encontrados neste trabalho são superiores aos resultados de TOZZI (1992) e POVH (2000). Por exemplo, para um mesmo valor $Y/h_c = 20$, o resultado de dissipação de energia relativa de TOZZI (1992) está em torno de 60%, de POVH aproximadamente 50% e os resultados do presente estudo na faixa entre 65 e 90%. Esta dispersão engloba os dados referentes a vertedouros com degraus de 3, 6 e 9 cm de altura. Analisando isoladamente os resultados para cada estrutura, observam-se pontos com uma mesma tendência, sendo os dados referentes a calha com degraus de 3 cm os que apresentam uma maior dispersão.

Avaliando os resultados obtidos por FERNÁNDEZ (1994), constata-se para as relações de Y/h_c iguais a 24, 31 e 71, valores de dissipação relativa correspondentes a 61%, 69% e 82%, valores inferiores aos encontrados no presente estudo.

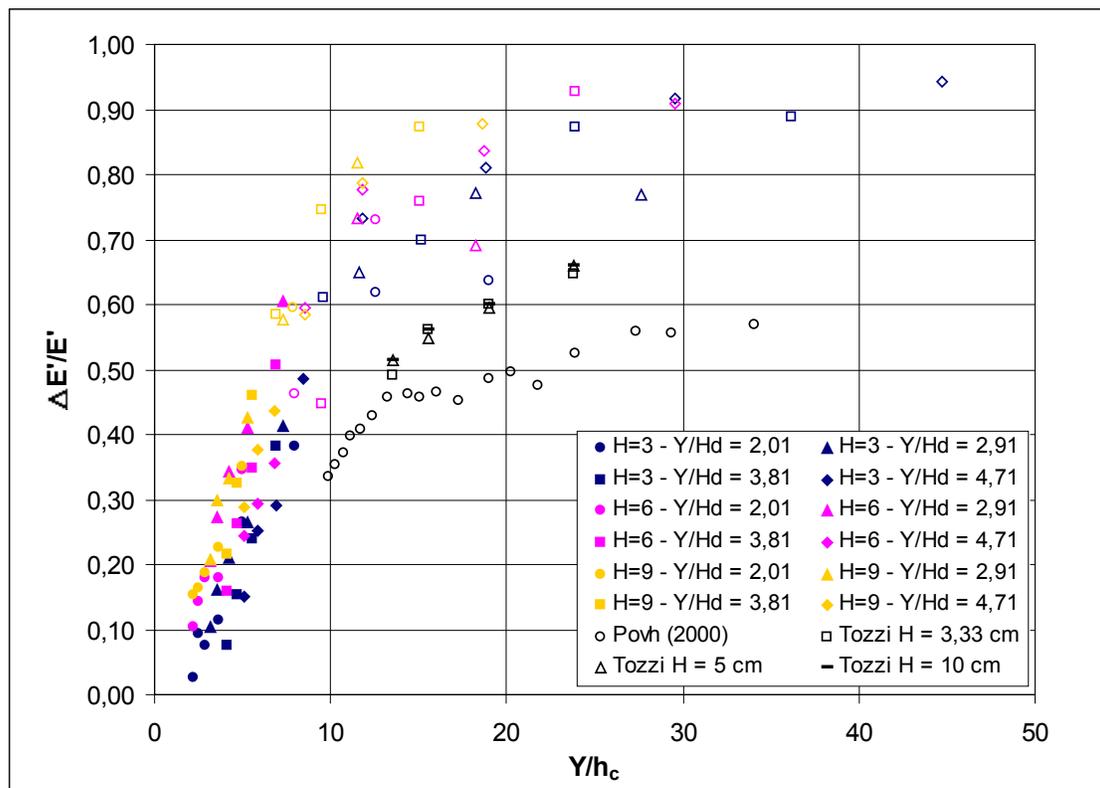


Figura 4.22 – Dissipação de energia em relação a um vertedouro liso (Y = posição vertical em relação a crista e Hd é a carga de projeto = 0,40 m).

4.8 Análise das pressões médias

Foram realizadas medições de pressões com a utilização de piezômetros para as leituras médias e de transdutores para as leituras instantâneas. Os resultados de pressões médias obtidos com os piezômetros foram confrontados com as médias dos resultados de pressões instantâneas. Através deste confronto verificou-se que os resultados de pressões médias foram consistentes e semelhantes. Este fato assegura a qualidade do processo de calibração realizado nos transdutores de pressão. A Figura 4.23 mostra as pressões médias em uma mesma estrutura, para uma mesma vazão, obtidas com piezômetros e com transdutores de pressão.

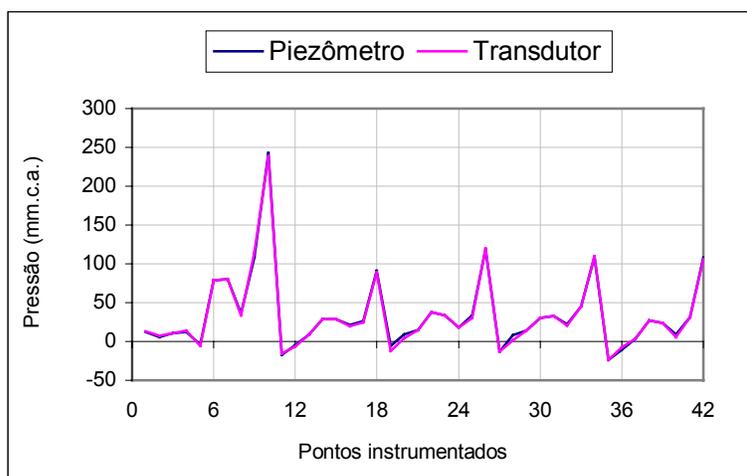


Figura 4.23 – Comparação entre pressões médias obtidas com piezômetros e com transdutores de pressão (ensaio realizado na calha $H = 6$ cm, $q = 0,05$ m³/s/m). Observação: observar o Anexo VIII para verificar o posicionamento dos pontos instrumentados.

Os valores de pressões médias são apresentadas no Anexo VIII e representam as médias das pressões instantâneas obtidas através das medições realizadas com transdutores de pressão. Em cada degrau, os três (degraus com $H = 3$ cm) ou os quatro (degraus com $H = 6$ e 9 cm) primeiros pontos instrumentados localizam-se no espelho do degrau, os demais localizam-se no piso. A numeração dos pontos instrumentados em cada degrau segue, em ordem crescente, no sentido do escoamento principal (Anexo VIII e Figuras 3.5 e 3.10)

Através destes dados observa-se que as pressões médias no piso dos degraus apresentam-se, em quase todos os casos, com valores positivos, sendo que a variação destes valores médios compreende a faixa entre $-0,014$ e $0,455$ m.c.a. Observa-se que há uma certa tendência do aumento do tamanho do degrau corresponder a aumentos nas

pressões do piso, quando comparados degraus a mesmos desníveis da crista. As pressões médias observadas no espelho dos degraus apresentam variações entre -0,062 e 0,245 m.c.a.

As máximas e mínimas pressões médias, em cada degrau, ocorrem nos pontos mais próximos das arestas externas, respectivamente, do piso e do espelho. Este comportamento já era esperado, confirmando o movimento rotacional no sentido do fluxo, nas cavidades abaixo do pseudo fundo.

As pressões médias (p/γ) foram adimensionalizadas com relação à energia cinética do escoamento ($V^2/2g$), sendo a velocidade calculada a partir de níveis medidos no alinhamento da quina superior de cada degrau de medição de pressão. Na Figura 4.24 estão representadas as distribuições de pressões adimensionalizadas, para os degraus correspondentes à posição $Y/H_d = 3,81$. Os demais resultados são apresentados no Anexo IX. Na figura 4.24 as posições das tomadas de pressão foram adimensionalizadas, tanto no espelho (y/H) quanto no piso do degrau (x/l), pela dimensão total do mesmo correspondente, sendo x e y as coordenadas horizontais e verticais, respectivamente.

A análise realizada neste estudo representa apenas a distribuição média das pressões nos degraus, ao longo da calha. Para a avaliação dos riscos de ocorrência de cavitação nesta estrutura são necessários estudos que considerem probabilidades de ocorrência de certos níveis de pressão negativas.

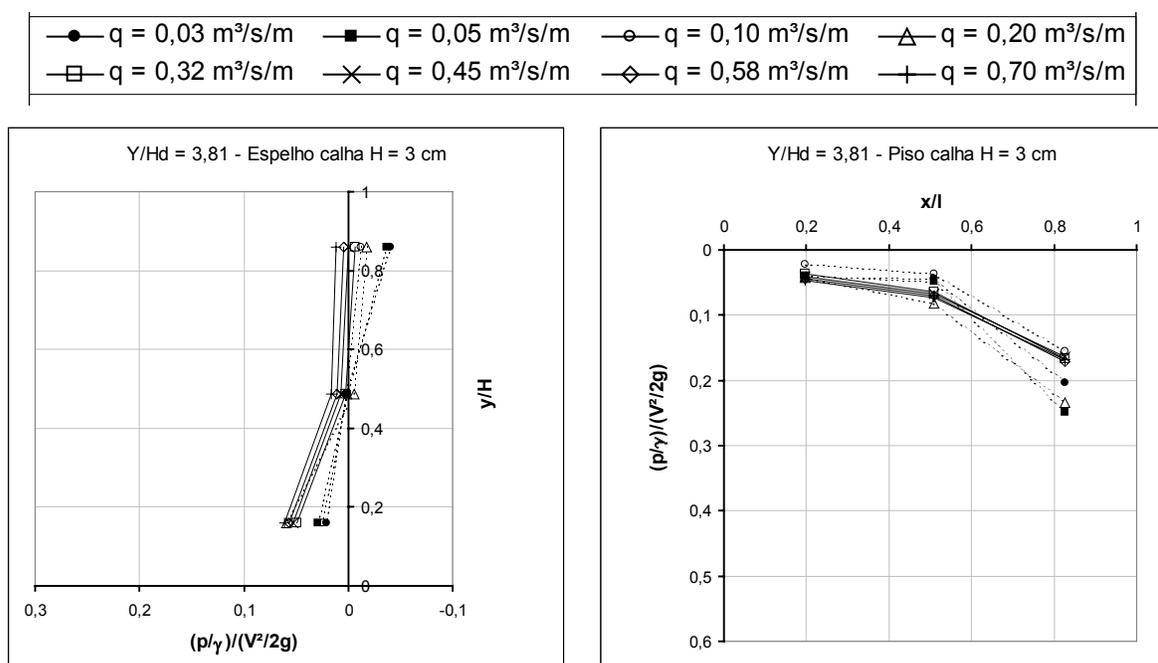


Figura 4.24 – Pressões adimensionalizadas com relação à energia cinética do escoamento ($V^2/2g$). Os tracejados correspondem a ocorrência de escoamento aerado.

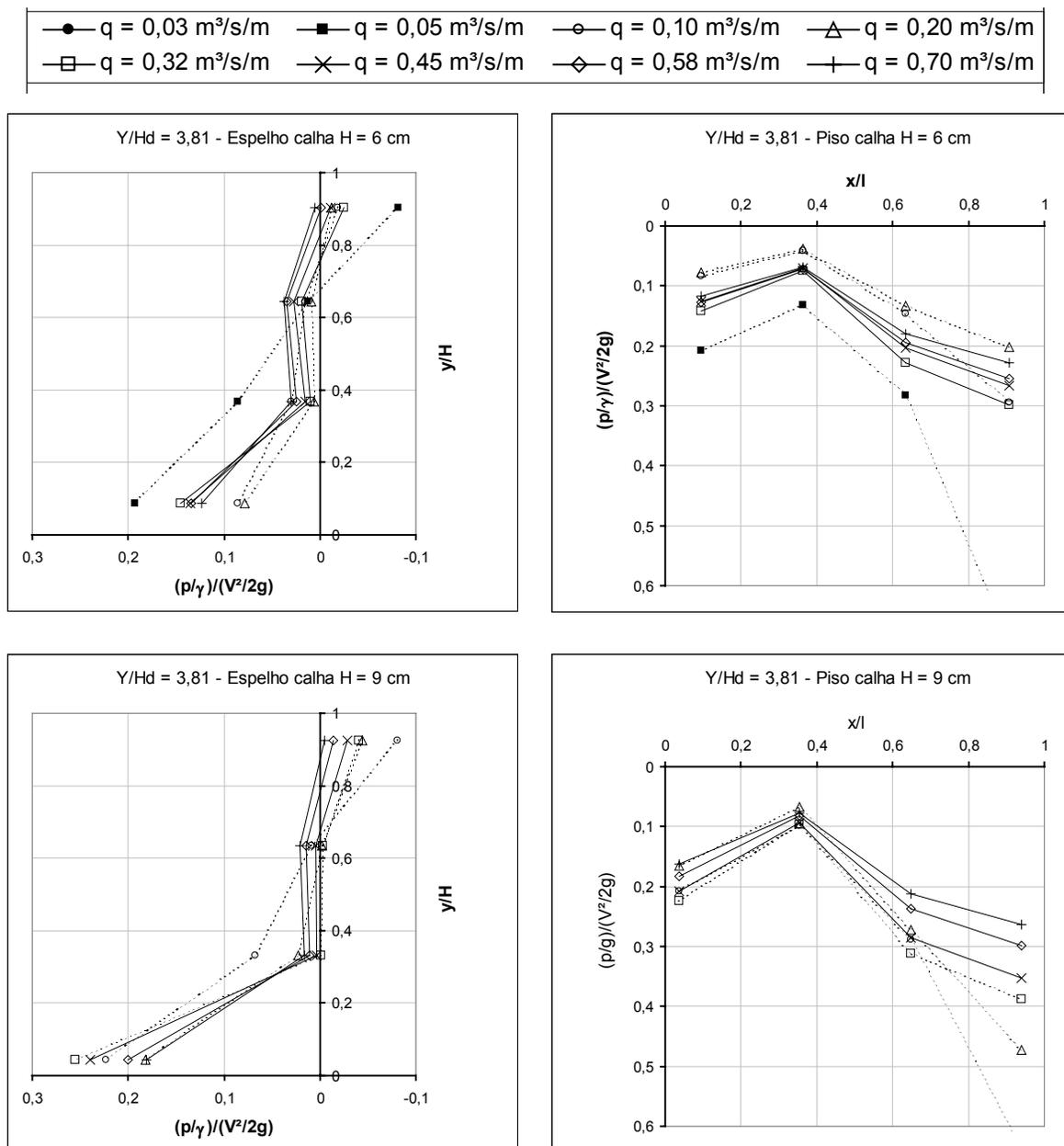


Figura 4.24 – Pressões adimensionalizadas com relação à energia cinética do escoamento ($V^2/2g$). Os tracejados correspondem a ocorrência de escoamento aerado.

CAPÍTULO 5

5. EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Neste item, através de uma situação hipotética, procura-se demonstrar a aplicabilidade dos resultados obtidos neste estudo, na avaliação das características do escoamento sobre vertedouros em degraus. Para isso utilizam-se as proposições obtidas neste trabalho, bem como equações de outros pesquisadores que demonstraram satisfatória concordância com os resultados desta pesquisa.

- Supondo-se a situação de um vertedouro em degraus com vazão específica máxima igual a $10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, altura total igual $H_v = 25 \text{ m}$, calha com declividade $53,13^\circ$ e degraus com 60 cm de altura. Pode-se avaliar os itens que seguem.

Variável	Valor	Equação	Comentário
L_A	25,16 m	(4.1)	Posição do início da aeração uniforme.
h_A	0,76 m	(4.2)	Profundidade do escoamento na posição do início da aeração uniforme.

Realizando o cálculo do fator de resistência pela metodologia proposta neste trabalho, com base nas características do escoamento em um vertedouro de calha lisa obtêm-se, considerando para o cálculo uma posição $L_P = 30 \text{ m}$ (região no escoamento aerado):

Variável	Valor	Equação	Comentário
h_L	0,46 m	(4.4)	Cálculo da altura de água na posição L_P num vertedouro de calha lisa.
Fr	10,20	$V/(gh)^{0,5}$	Número de Froude.
f_L	0,051	(4.5)	Fator de resistência na posição L_P num vertedouro de calha lisa
f_k	0,23	(4.3)	Cálculo do fator de resistência para um vertedouro em degraus com base no fator de resistência num vertedouro de calha lisa.
h_n	0,72 m	$h_n = \left(\frac{fq^2}{8g \text{sen } \alpha} \right)^{1/3}$	Obtido a partir do valor do fator de resistência calculado acima

Realizando o mesmo procedimento de cálculo, para outros valores de L_P , obtêm-se:

$$L_P = 20 \text{ m} \rightarrow f_k = 0,21; (L_P/L_A \approx 0,8)$$

$$L_P = 25 \text{ m} \rightarrow f_k = 0,21; (L_P/L_A \approx 1,0)$$

$$L_P = 30 \text{ m} \rightarrow f_k = 0,23; (L_P/L_A \approx 1,2)$$

Nesta metodologia obtêm-se valores do fator de resistência aproximadamente constantes até o início da aeração, apresentando um aumento pouco significativo a partir deste ponto. Comparando os resultados do fator de resistência obtidos pela metodologia proposta neste estudo com os obtidos pela equação (2.27), observou-se neste exemplo uma diferença em torno de 20%, que resulta em uma variação na altura normal de 7%.

Variável	Valor	Equação	Comentário
f_k	0,19	(2.27)	CHAMANI e RAJARATNAM (1999a)
h_n	0,67 m	$h_n = \left(\frac{fq^2}{8g \text{sen } \alpha} \right)^{1/3}$	Obtido a partir do valor do fator de resistência calculado acima

- Avaliação da dissipação de energia em relação a energia de montante:

Com base na figura (4.20), observando o comportamento do modelo com degraus de 6 cm de altura (correspondente a um protótipo com degraus de 0,60 m de altura), para um valor de $H_v/h_c = 11,5$ ($H_v = Y$), tem-se um valor de dissipação de energia em torno de 70%. Através da proposição (2.30) de STEPHENSON, utilizando $f = 0,23$, o valor de dissipação de energia em relação a energia de montante é de 58% e pela equação (2.38), de CHANSON (1994a), com $f = 0,23$, a dissipação de energia fica em torno de 63%.

CAPÍTULO 6

6. CONCLUSÕES

A análise das características do escoamento sobre vertedouros em degraus, realizada neste estudo, são válidos, a princípio, para vertedouros com declividade 1V: 0,75H (53,13°) e alturas de até 25 m, respeitando a recomendação de escala entre 1:1 e 1:10 (sugerida por CHANSON *et al.*, 2002), para a transferência de resultados obtidos em modelos com escoamento altamente aerado. Deste estudo podem ser obtidas as seguintes conclusões:

Início da aeração do escoamento

Observou-se que o aumento no tamanho do degrau conduz o início da aeração a posições mais próximas da crista do vertedouro. Através dos resultados obtidos neste trabalho e utilizando dados de outros pesquisadores, foi possível propor uma equação para a avaliação do comprimento até o início da aeração:

$$\frac{L_A}{k} = 9,7721F^{*0,7014} \quad (R^2 = 0,94) \quad (4.1)$$

Propõe-se, também, uma equação para a profundidade do escoamento na posição do início do escoamento aerado uniforme, com base nos dados obtidos neste estudo em conjunto com dados de outros pesquisadores:

$$\frac{h_A}{k} = 0,3965F^{*0,5975} \quad (R^2 = 0,96) \quad (4.2)$$

Salienta-se que as equações propostas acima foram obtidas em estruturas com declividades do paramento de jusante entre 50° e 53,13°.

Fator de resistência

A análise do fator de resistência, considerando as situações onde o escoamento atingiu o regime aerado uniforme, possibilitou a avaliação deste fator somente para

profundidades relativas (h_r/k) menores que 3,0. De acordo com estes valores sugere-se a proposição de CHAMANI e RAJARATNAM (1999), para o cálculo do fator de resistência em escoamentos aerados uniformes.

Seguindo a avaliação realizada por CHANSON, propondo um valor médio para o fator de resistência, obteve-se neste estudo um valor médio de 0,25.

Para as situações onde não foi possível a obtenção do escoamento aerado uniforme, tentou-se uma avaliação indireta do fator de resistência para uma calha em degraus, relacionado com o fator de resistência de uma calha lisa (Eq. 4.3) e em função da posição do início da aeração. Propôs-se, também, uma equação para o cálculo da profundidade de água, em qualquer posição da calha lisa (Eq. 4.4) e uma equação para o cálculo do fator de resistência em um vertedouro de calha lisa (Eq. 4.5).

$$\frac{f_L}{f_k} = 1,8162 \exp\left(-1,7692 * \frac{L_p}{L_A}\right) \quad \text{para } L_p/L_A < 1 \rightarrow h/k \leq 9,0 \quad (4.3)$$

($R^2 = 0,914$)

para $1,0 \leq L_p/L_A \leq 2,0 \rightarrow h/k \leq 3,0$

para $2,0 < L_p/L_A \leq 2,5 \rightarrow$ utilizar com restrições

para $L_p/L_A > 2,5 \rightarrow$ não utilizar esta equação.

$$\frac{h_L}{h_c} = \left(1,647 + 0,53 \frac{L_p}{h_c}\right)^{-0,7055} \quad \text{para } 1,0 \leq L_p/h_c \leq 17,0 \quad (R^2 = 0,99) \quad (4.4)$$

$$f_L = 2,6976 Fr^{-1,7068} \quad \text{para } 2,5 \leq Fr \leq 12,0. \quad (R^2 = 0,98) \quad (4.5)$$

Avaliação da energia dissipada

Avaliando a razão da energia dissipada ao longo da calha pela energia a montante do vertedouro, observou-se que esta relação é tanto mais significativa quanto menor for a vazão específica escoada pelo vertedouro e maior as dimensões dos degraus.

A mesma conclusão pode ser obtida quanto à energia dissipada ao longo da calha em degraus em relação à energia em um vertedouro de calha lisa.

A avaliação da energia em vários pontos ao longo da calha em conjunto com a avaliação do início da aeração, possibilitou concluir que a energia dissipada em

escoamentos aerados é bastante mais significativa do que a obtida em escoamentos não aerados, mostrando a importância do vertedouro em degraus ser projetado para vazões que atingem a aeração durante o escoamento pela calha.

Pressões médias

A avaliação das pressões médias apenas confirmou o comportamento esperado. Para conclusões significativas em relação à ocorrência de pressões negativas, que venham a causar danos por cavitação, são necessários estudos complementares que avaliem as curvas de permanência dos dados de pressões instantâneas.

As demais conclusões encontram-se desenvolvidas no Capítulo 4.

RECOMENDAÇÕES

O presente estudo possibilitou uma avaliação de características do escoamento sobre vertedouros em degraus, com calhas de declividade 1V: 0,75H, para uma faixa de vazões bastante ampla. Porém, pesquisas futuras poderiam complementar este trabalho através de:

- Construção de um modelo com maiores dimensões (altura maior que 5 m), que possibilitaria a avaliação de posições de início de aeração para um intervalo maior de vazões específicas (que neste trabalho ficou limitada pela altura do modelo);
- Medições em protótipo, para verificação do efeito de escala nos resultados obtidos neste estudo;
- Ensaios adicionais em modelos de vertedouros em degraus com calhas de diferentes declividades, com o objetivo de avaliar a influência da variação desta nos itens analisados;
- Realização de ensaios com um refinamento maior na faixa de vazões em que ocorreu aeração do fluxo, com o objetivo de detalhar os resultados referentes ao escoamento aerado e, com isso, confirmar as tendências encontradas neste trabalho em relação ao início da aeração para as menores vazões específicas;
- Avaliação da influência do número de Reynolds no fator de resistência ao escoamento;
- Avaliação das flutuações de pressões através de curvas de permanência, avaliando as probabilidades de ocorrência de pressões negativas capazes de provocar cavitação;
- Realização de análises mais detalhadas dos perfis de velocidades.

ANEXOS

Anexo I – Profundidades do escoamento para as diferentes vazões (em $m^3/s/m$), ao longo das quatro estruturas ensaiadas.

Calha lisa			Profundidade (cm)							
Tomada	X	Y	0,03	0,05	0,10	0,20	0,33	0,45	0,58	0,70
1	0,34	0,15	1,37*	2,47*	4,24*	6,82	10,29	13,71	16,79	19,76
2	0,44	0,24	1,15*	2,10*	3,76*	6,93	10,17	13,29	16,24	19,26
3	0,62	0,44	0,93*	1,68*	3,16*	5,82	8,68	11,44	14,10	17,14
4	0,89	0,80	0,81*	1,40*	2,55*	4,70	7,19	9,50	11,68	14,37
5	1,16	1,16	0,54*	0,99*	1,92*	3,73	6,09	8,18	10,32	12,72
6	1,42	1,52	0,37*	0,73*	1,52*	3,20	5,27	7,74	9,98	12,13
7	1,69	1,88	0,37*	0,71*	1,48*	3,06	5,08	7,38	9,49	11,41

Calha H = 3 cm			Profundidade (cm)							
Degrau	X	Y	0,03	0,05	0,10	0,20	0,33	0,45	0,58	0,70
crista	0,34	0,15	1,37	2,47	4,24	7,41	11,03	14,09	17,24	20,91
crista	0,44	0,24	1,15	2,10	3,76	6,67	9,98	12,81	15,81	18,74
1	0,62	0,44	0,93	1,68	3,16	5,64	8,39	10,99	13,78	16,61
7	0,75	0,62	1,88	2,23	3,25	5,71	8,20	10,39	12,66	15,22
12	0,86	0,77	1,36	2,31	3,26	5,49	7,74	9,89	12,33	14,58
18	1,00	0,95	1,76	2,30	3,48	5,50	7,63	9,61	11,88	14,11
24	1,13	1,13	1,14	2,11	3,28	4,88	7,22	9,25	11,34	13,50
30	1,27	1,31	1,60	2,21	3,35	4,94	7,10	9,29	11,35	13,25
36	1,40	1,49	1,13	2,08	2,78	5,17	6,82	8,91	10,91	12,64
42	1,54	1,67	2,18	1,80	2,85	5,03	6,68	8,34	10,30	12,24
48	1,67	1,85	1,59	2,57	3,44	6,02	7,24	8,81	11,07	12,45

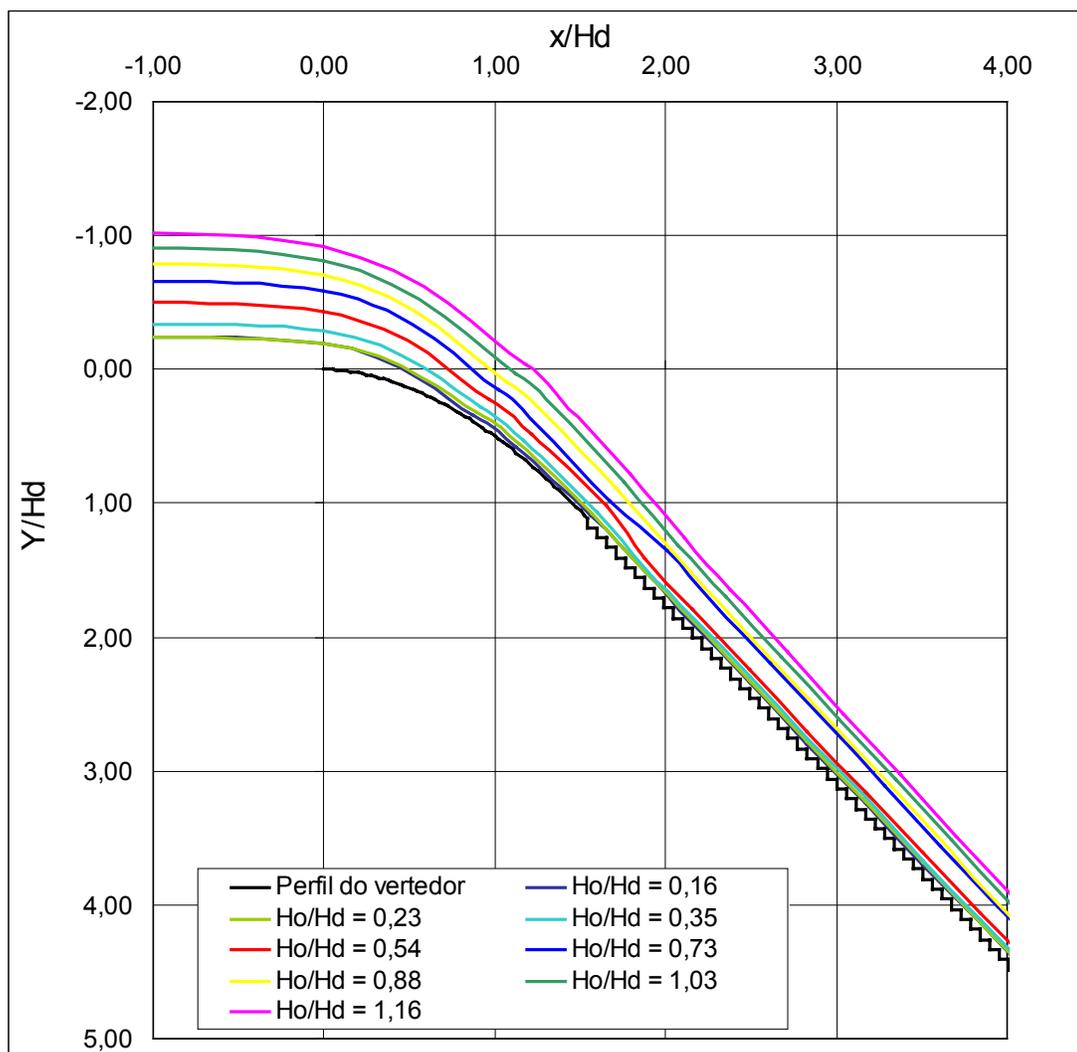
Calha H = 6 cm			Profundidade (cm)							
Degrau	X	Y	0,03	0,05	0,10	0,20	0,32	0,45	0,58	0,70
crista	0,34	0,15	**	2,41	4,18	7,66	11,13	14,44	17,56	20,81
crista	0,44	0,24	**	2,08	3,72	6,82	10,10	13,16	16,11	19,18
1	0,62	0,44	**	1,57	2,92	5,66	8,28	11,29	13,90	16,72
3	0,71	0,56	**	2,37	3,44	5,90	8,39	10,97	13,35	16,01
6	0,84	0,74	**	2,80	3,54	5,87	8,01	10,56	12,71	15,29
9	0,98	0,92	**	2,41	3,78	5,99	7,80	10,23	12,21	14,65
12	1,11	1,10	**	1,80	3,83	6,07	8,07	10,22	12,25	14,43
16	1,29	1,34	**	1,74	2,99	4,39	7,42	9,42	11,45	13,23
18	1,38	1,46	**	2,85	3,14	4,32	7,64	9,69	11,75	13,30
21	1,52	1,64	**	3,23	4,58	6,57	8,80	10,12	12,29	14,21
24	1,65	1,82	**	2,46	3,75	6,69	8,17	9,29	11,41	13,24

Calha H = 9 cm			Profundidade (cm)							
Degrau	X	Y	0,03	0,05	0,10	0,20	0,32	0,45	0,58	0,70
crista	0,34	0,15	**	**	4,64	7,79	11,35	14,65	17,76	20,73
crista	0,44	0,24	**	**	3,97	6,94	10,21	13,41	16,19	19,32
1	0,62	0,44	**	**	3,28	5,82	8,64	11,33	13,96	17,25
4	0,82	0,71	**	**	4,17	5,92	8,28	10,64	12,90	15,79
6	0,95	0,89	**	**	4,49	6,04	8,33	10,27	12,62	15,12
8	1,09	1,07	**	**	4,82	5,86	8,20	10,16	12,50	14,45
10	1,22	1,25	**	**	4,67	6,09	8,30	10,33	12,24	14,21
12	1,36	1,43	**	**	4,52	6,57	8,38	10,75	12,32	13,82
14	1,49	1,61	**	**	4,45	7,42	8,01	10,37	12,01	13,91
16	1,63	1,79	**	**	4,45	6,91	8,07	9,99	12,22	13,69

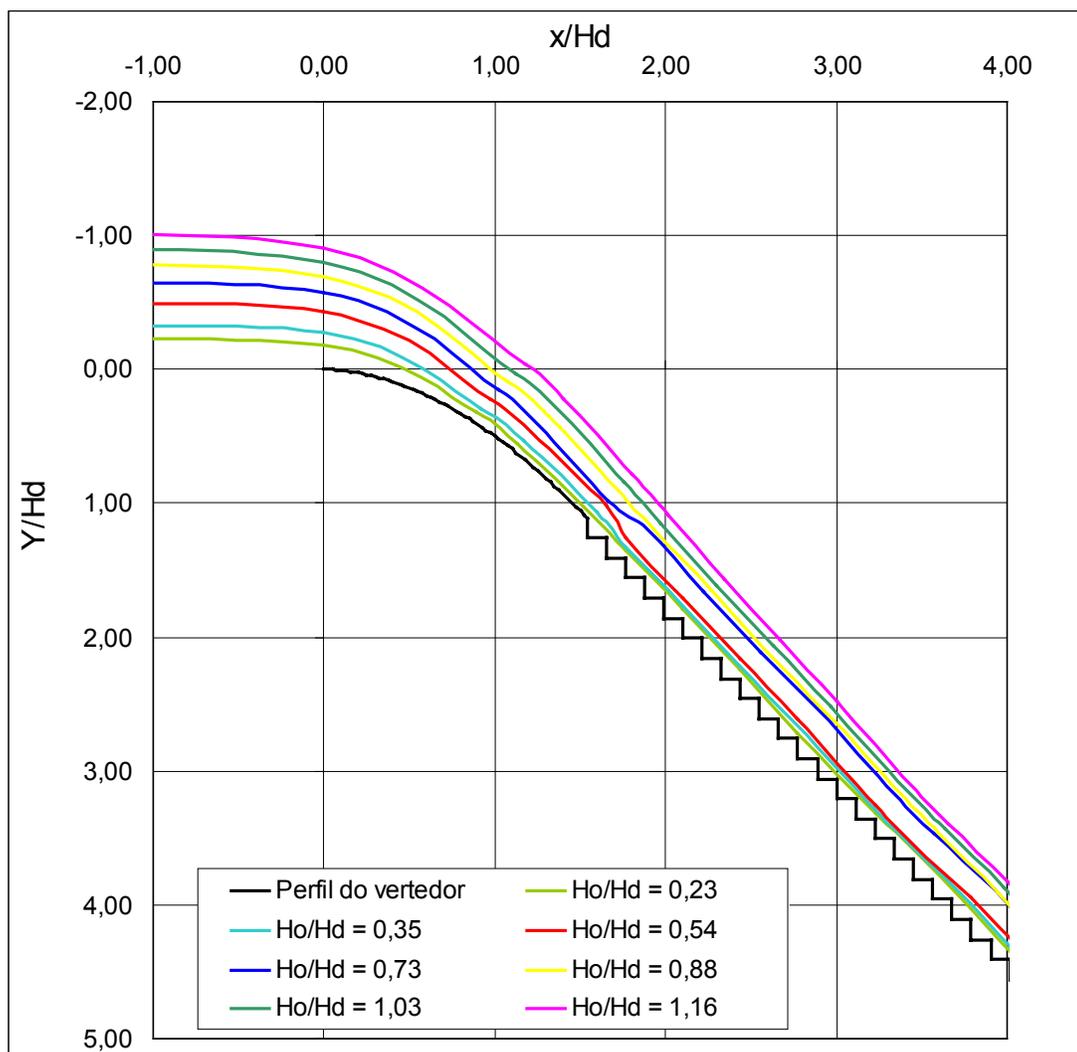
* Para as vazões 0,03; 0,05 e 0,10 m³/s/m os valores de profundidade do escoamento sobre o modelo de calha lisa foram obtidos através de extrapolação.

** Não foram realizados ensaios com estas vazões nestas estruturas.

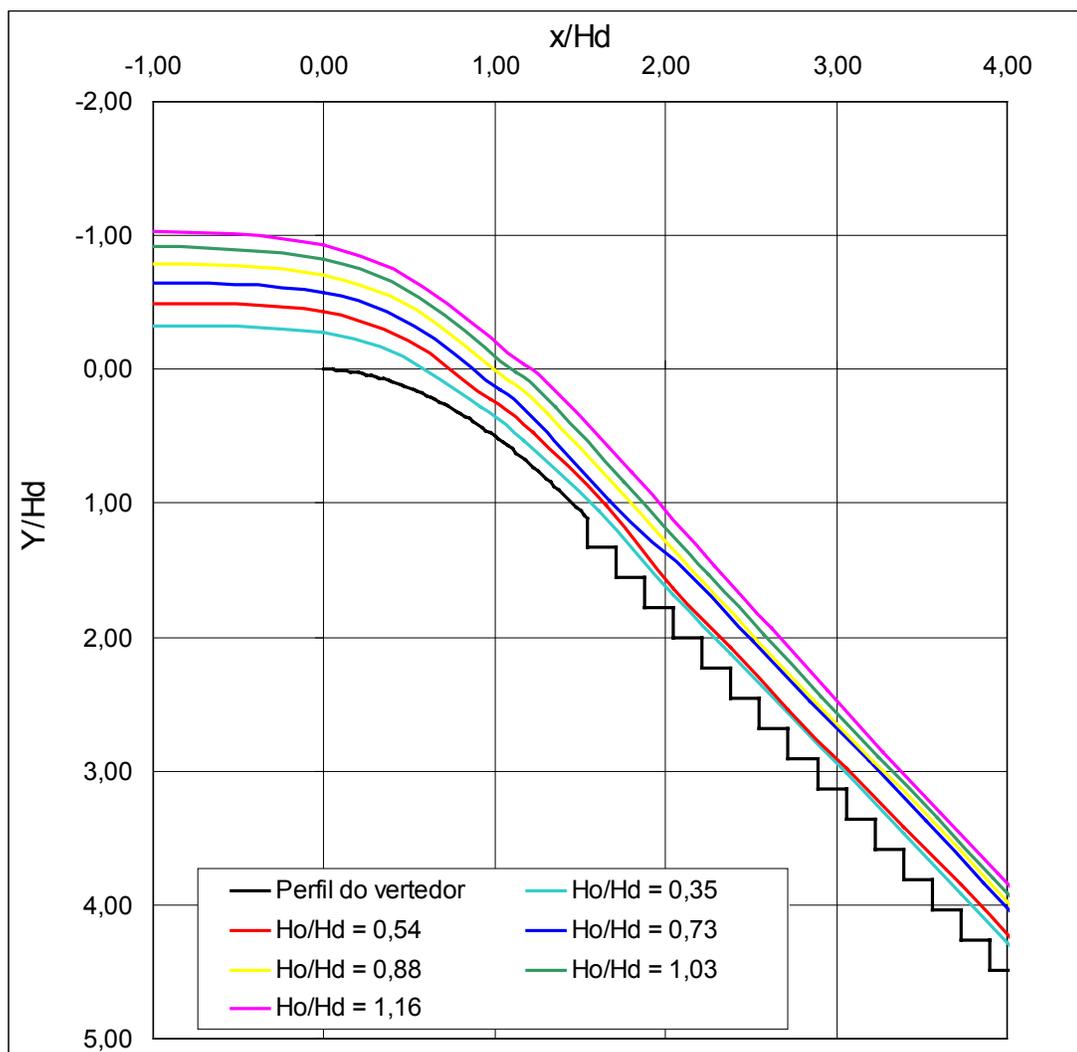
Anexo II – Perfis da linha de água adimensionalizados para a calha em degraus de 3 cm de altura para as diferentes vazões (em $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$).



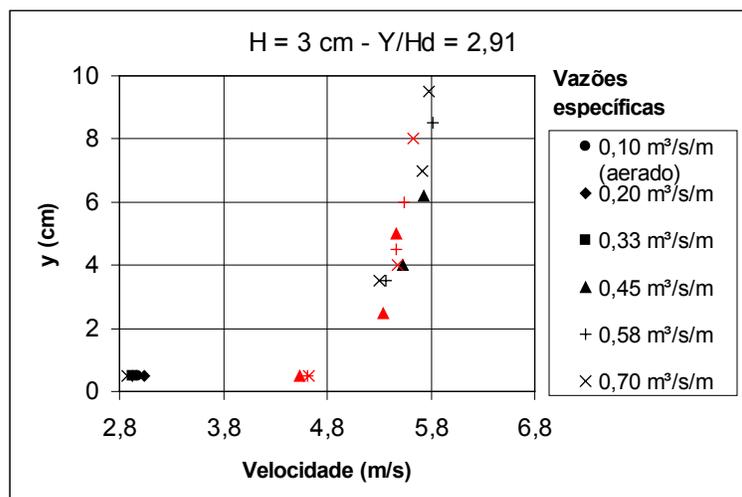
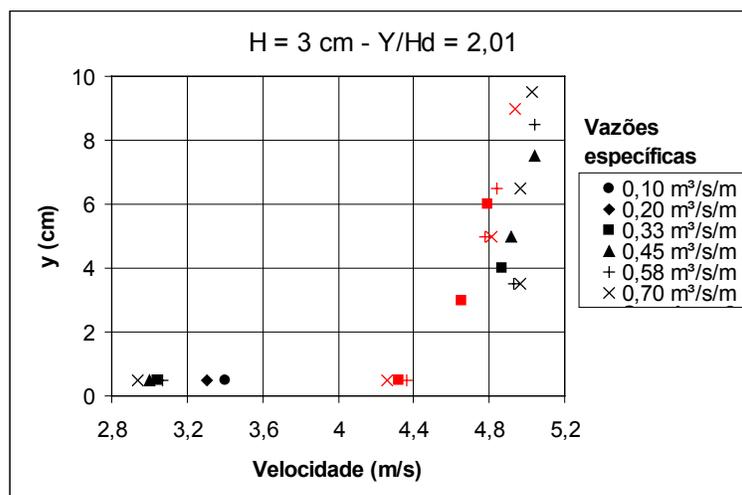
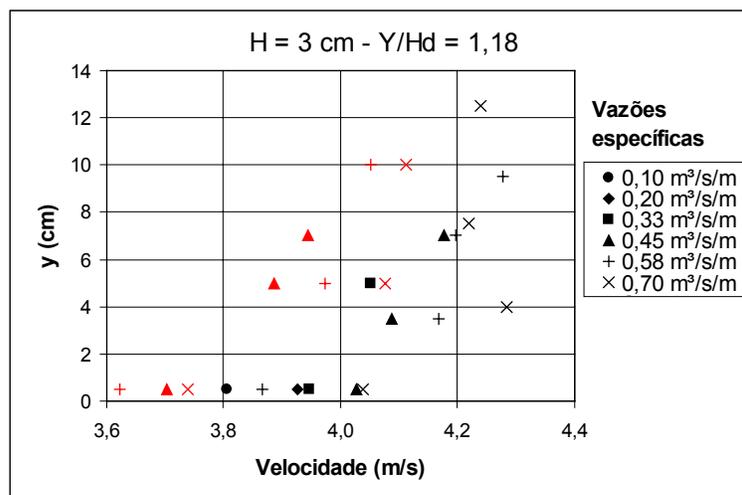
Anexo II – Perfis da linha de água adimensionalizados para a calha em degraus de 6 cm de altura para as diferentes vazões (em $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$).



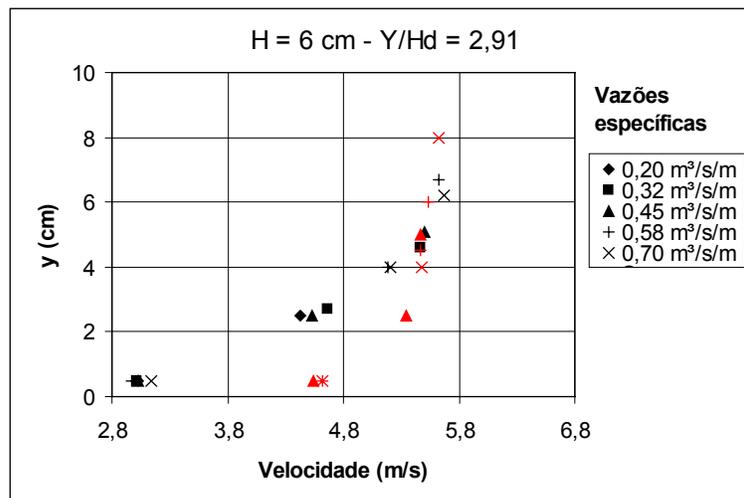
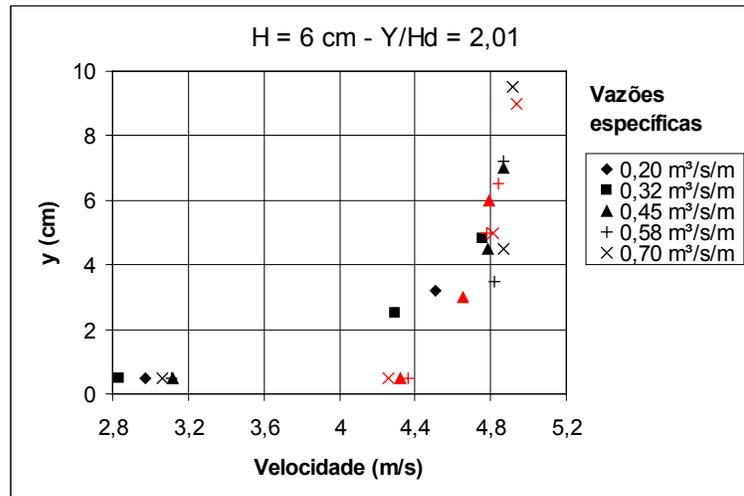
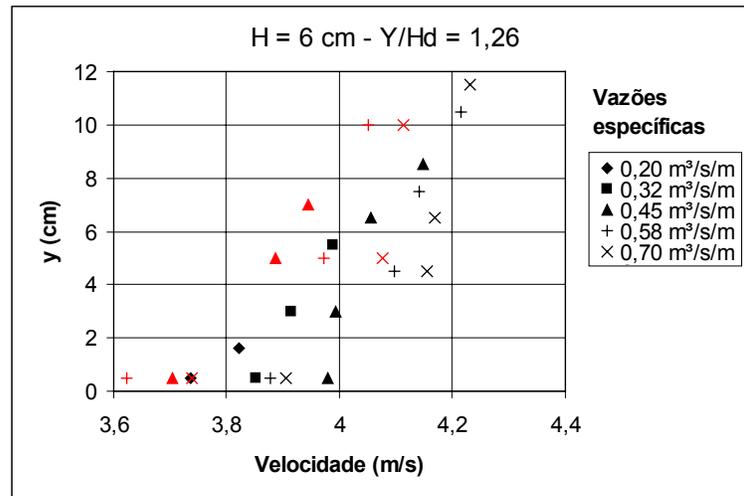
Anexo II – Perfis da linha de água adimensionalizados para a calha em degraus de 9 cm de altura para as diferentes vazões (em $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$).



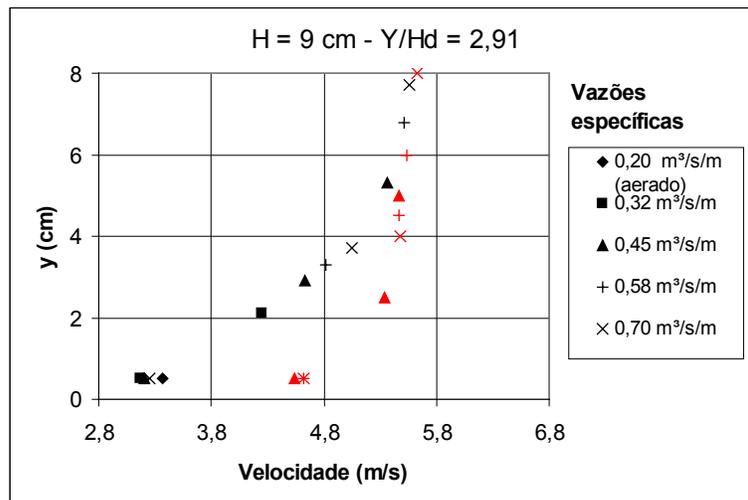
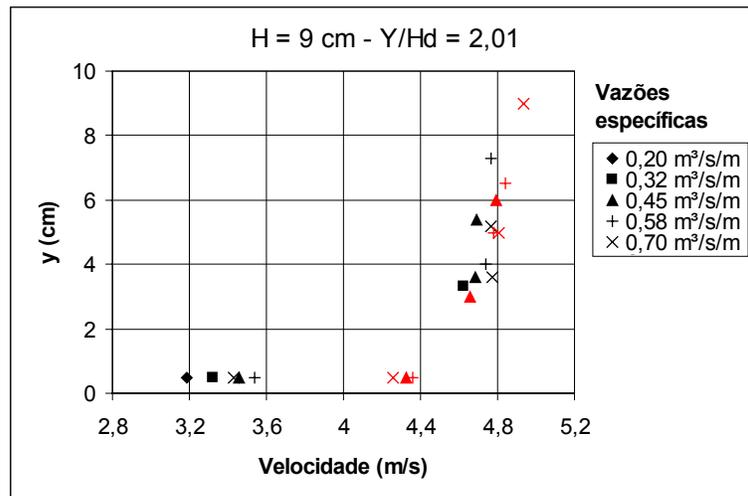
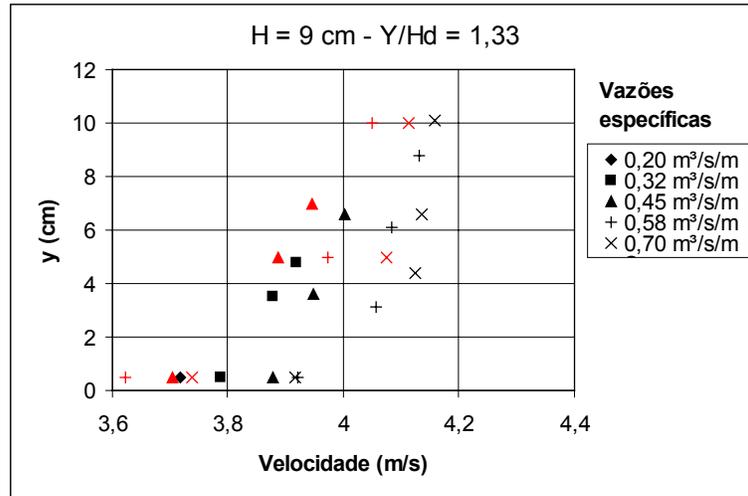
Anexo III – Perfis de velocidades para a calha em degraus de 3 cm de altura para as diferentes vazões (em $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$), nas posições $Y/H_d = 1,18$; $2,01$ e $2,91$. Os pontos em vermelho correspondem às medidas realizadas no vertedouro de calha lisa.



Anexo III – Perfis de velocidades para a calha em degraus de 6 cm de altura para as diferentes vazões (em $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$), nas posições $Y/H_d = 1,26$; 2,01 e 2,91. Os pontos em vermelho correspondem às medidas realizadas no vertedouro de calha lisa.



Anexo III – Perfis de velocidades para a calha em degraus de 9 cm de altura para as diferentes vazões (em $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$), nas posições $Y/H_d = 1,33$; 2,01 e 2,91. Os pontos em vermelho correspondem às medidas realizadas no vertedouro de calha lisa.



Anexo IV – Quadro dos valores de dissipação de energia em relação a energia de montante para as três estruturas em degraus.

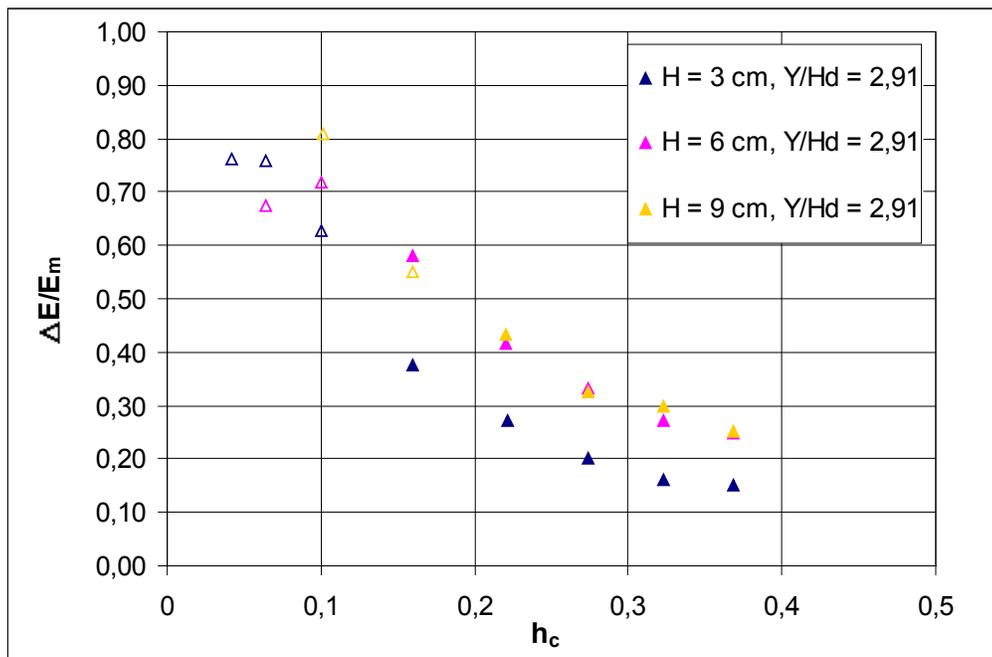
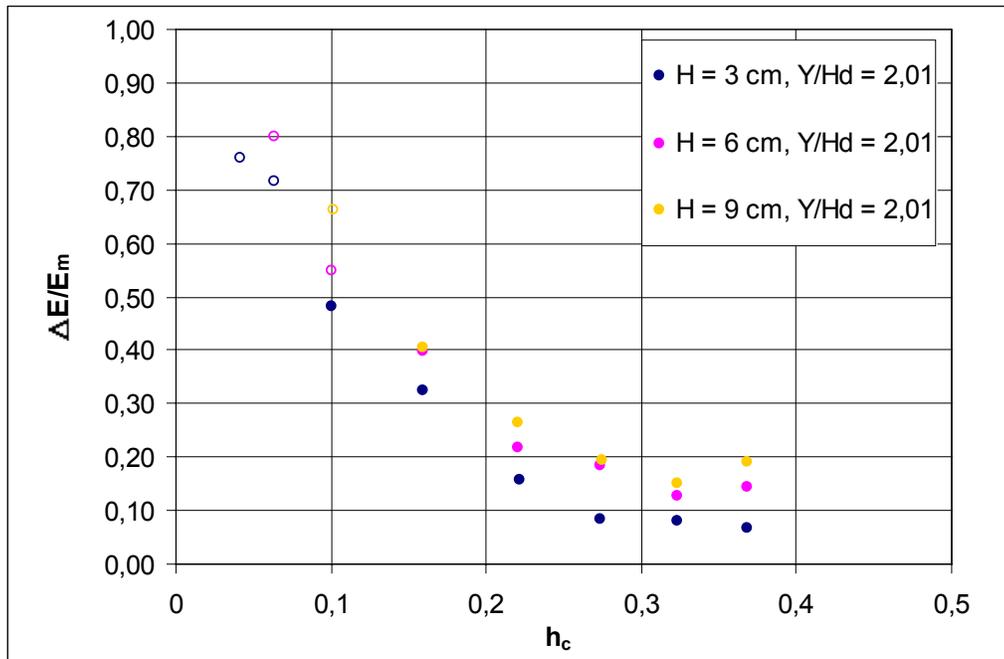
Y/Hd = 2,01		H = 3 cm			H = 6 cm			H = 9 cm		
q (m ³ /s/m)	E _m (m)	E _r (m)	ΔE/E _m	E _r /E _m	E _r (m)	ΔE/E _m	E _r /E _m	E _r (m)	ΔE/E _m	E _r /E _m
0,03	0,86	0,21	0,76	0,24						
0,05	0,90	0,26	0,72	0,28	0,18	0,80	0,20			
0,10	0,95	0,49	0,48	0,52	0,43	0,55	0,45	0,32	0,66	0,34
0,20	1,04	0,70	0,33	0,67	0,62	0,40	0,60	0,62	0,40	0,60
0,33	1,13	0,95	0,16	0,84	0,88	0,22	0,78	0,83	0,26	0,74
0,45	1,21	1,11	0,08	0,92	0,99	0,19	0,81	0,98	0,19	0,81
0,58	1,28	1,18	0,08	0,92	1,12	0,13	0,87	1,09	0,15	0,85
0,70	1,35	1,26	0,07	0,93	1,16	0,14	0,86	1,10	0,19	0,81

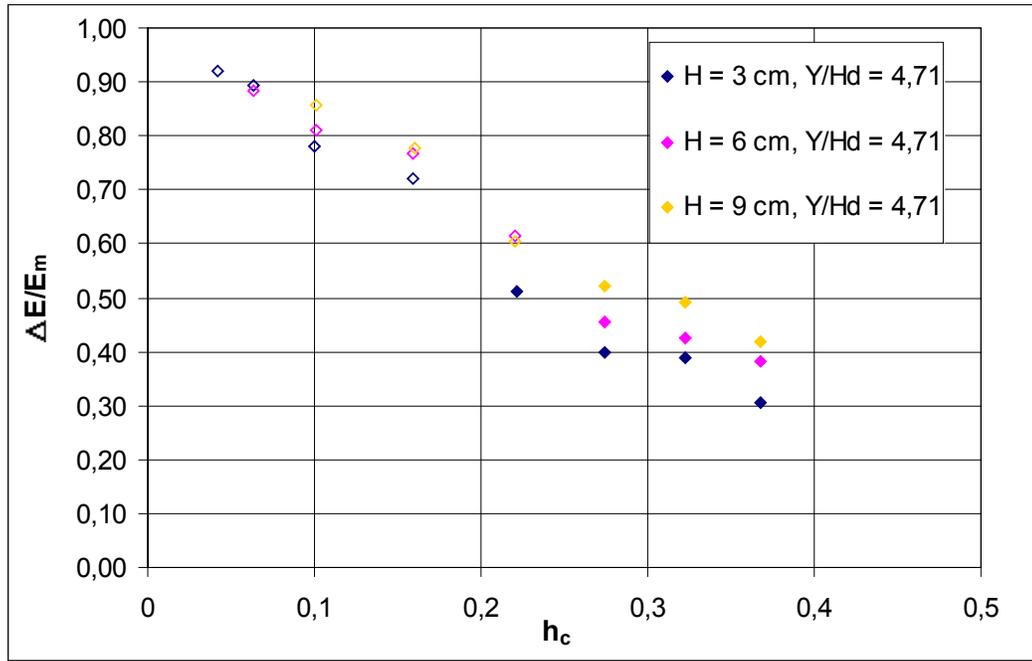
Y/Hd = 2,91		H = 3 cm			H = 6 cm			H = 9 cm		
q (m ³ /s/m)	E _m (m)	E _r (m)	ΔE/E _m	E _r /E _m	E _r (m)	ΔE/E _m	E _r /E _m	E _r (m)	ΔE/E _m	E _r /E _m
0,03	1,22	0,29	0,76	0,24						
0,05	1,26	0,30	0,76	0,24	0,41	0,67	0,33			
0,10	1,31	0,49	0,63	0,37	0,37	0,72	0,28	0,25	0,81	0,19
0,20	1,40	0,87	0,37	0,63	0,59	0,58	0,42	0,63	0,55	0,45
0,33	1,49	1,09	0,27	0,73	0,87	0,42	0,58	0,85	0,43	0,57
0,45	1,57	1,26	0,20	0,80	1,05	0,33	0,67	1,06	0,32	0,68
0,58	1,64	1,38	0,16	0,84	1,20	0,27	0,73	1,15	0,30	0,70
0,70	1,71	1,45	0,15	0,85	1,29	0,25	0,75	1,28	0,25	0,75

Y/Hd = 3,81		H = 3 cm			H = 6 cm			H = 9 cm		
q (m ³ /s/m)	E _m (m)	E _r (m)	ΔE/E _m	E _r /E _m	E _r (m)	ΔE/E _m	E _r /E _m	E _r (m)	ΔE/E _m	E _r /E _m
0,03	1,58	0,30	0,81	0,19						
0,05	1,62	0,31	0,81	0,19	0,18	0,89	0,11			
0,10	1,67	0,67	0,60	0,40	0,54	0,68	0,32	0,28	0,83	0,17
0,20	1,76	0,78	0,55	0,45	1,11	0,37	0,63	0,51	0,71	0,29
0,33	1,85	1,21	0,35	0,65	0,97	0,48	0,52	0,81	0,56	0,44
0,45	1,93	1,35	0,30	0,70	1,15	0,40	0,60	0,96	0,50	0,50
0,58	2,00	1,48	0,26	0,74	1,29	0,36	0,64	1,18	0,41	0,59
0,70	2,07	1,64	0,21	0,79	1,49	0,28	0,72	1,39	0,33	0,67

Y/Hd = 4,71		H = 3 cm			H = 6 cm			H = 9 cm		
q (m ³ /s/m)	E _m (m)	E _r (m)	ΔE/E _m	E _r /E _m	E _r (m)	ΔE/E _m	E _r /E _m	E _r (m)	ΔE/E _m	E _r /E _m
0,03	1,94	0,16	0,92	0,08						
0,05	1,98	0,21	0,89	0,11	0,23	0,88	0,12			
0,10	2,03	0,44	0,78	0,22	0,38	0,81	0,19	0,29	0,86	0,14
0,20	2,12	0,59	0,72	0,28	0,49	0,77	0,23	0,47	0,78	0,22
0,33	2,21	1,08	0,51	0,49	0,85	0,61	0,39	0,87	0,61	0,39
0,45	2,29	1,38	0,40	0,60	1,25	0,46	0,54	1,09	0,52	0,48
0,58	2,36	1,44	0,39	0,61	1,36	0,42	0,58	1,20	0,49	0,51
0,70	2,43	1,69	0,31	0,69	1,50	0,38	0,62	1,41	0,42	0,58

Anexo V – Dissipação de energia em relação à energia de montante em diferentes posições das calhas em degraus (Os pontos sem preenchimento correspondem a regiões de escoamento aerado).





Anexo VI – Quadro dos valores de dissipação de energia em relação à energia em um vertedouro de calha lisa para as três estruturas em degraus.

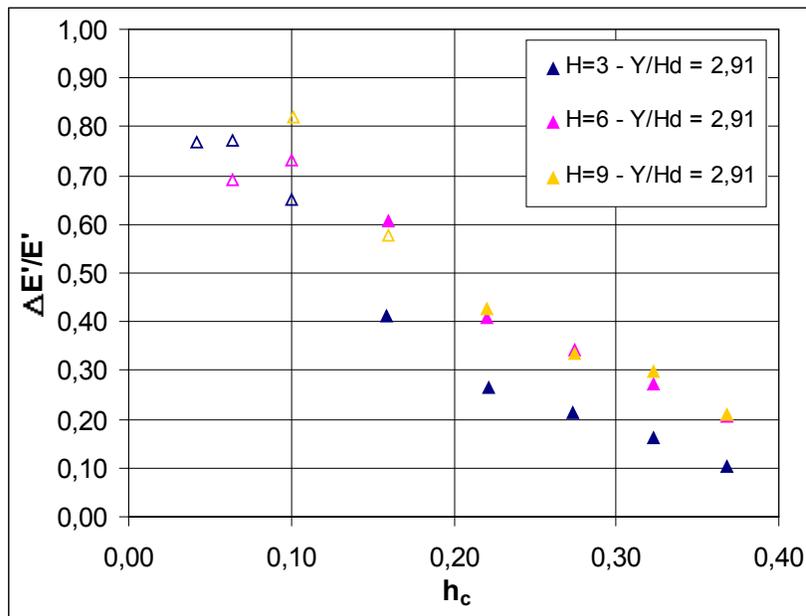
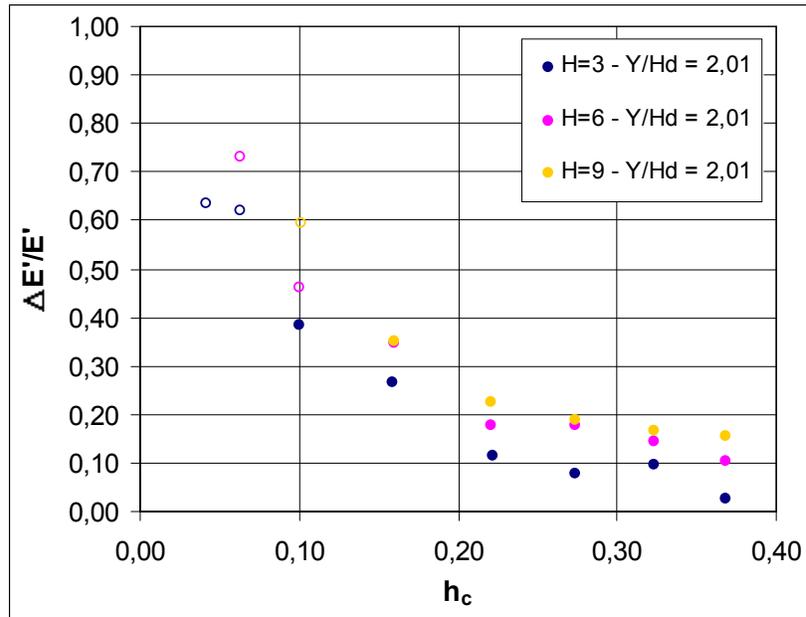
Y/Hd = 2,01	E' (m)	E _p (m)			ΔE'/E'		
q (m ³ /s/m)	Calha lisa	Calha H = 3cm	Calha H = 6 cm	Calha H = 9 cm	Calha H = 3cm	Calha H = 6 cm	Calha H = 9 cm
0,03	0,57	0,21			0,64		
0,05	0,67	0,26	0,18		0,62	0,73	
0,10	0,80	0,49	0,43	0,32	0,38	0,46	0,60
0,20	0,95	0,70	0,62	0,62	0,26	0,35	0,35
0,33	1,08	0,95	0,88	0,83	0,11	0,18	0,23
0,45	1,20	1,11	0,99	0,98	0,08	0,18	0,19
0,58	1,31	1,18	1,12	1,09	0,09	0,14	0,16
0,70	1,30	1,26	1,16	1,10	0,03	0,10	0,15

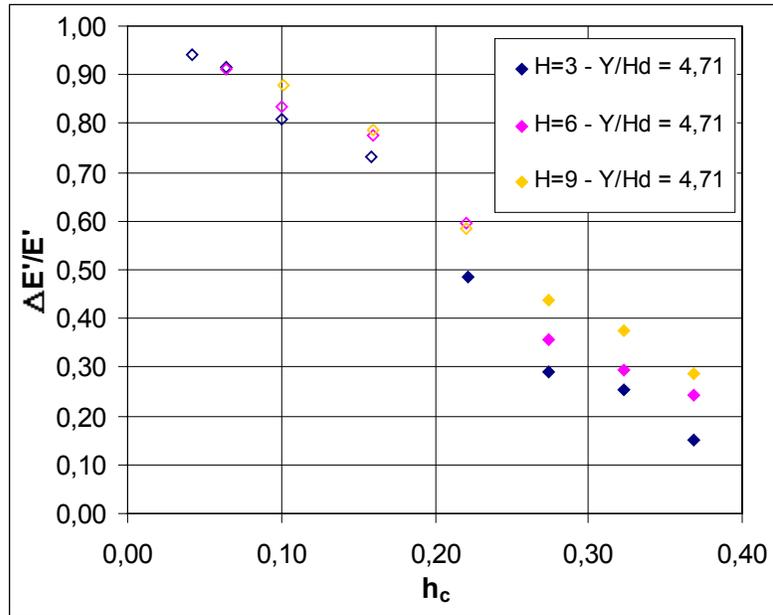
Y/Hd = 2,91	E' (m)	E _p (m)			ΔE'/E'		
q (m ³ /s/m)	Calha lisa	Calha H = 3cm	Calha H = 6 cm	Calha H = 9 cm	Calha H = 3cm	Calha H = 6 cm	Calha H = 9 cm
0,03	1,26	0,29			0,77		
0,05	1,32	0,30	0,41		0,77	0,69	
0,10	1,39	0,49	0,37	0,25	0,65	0,73	0,82
0,20	1,49	0,87	0,59	0,63	0,41	0,61	0,58
0,33	1,48	1,09	0,87	0,85	0,26	0,41	0,43
0,45	1,59	1,26	1,05	1,06	0,21	0,34	0,33
0,58	1,64	1,38	1,20	1,15	0,16	0,27	0,30
0,70	1,62	1,45	1,29	1,28	0,10	0,21	0,21

Y/Hd = 3,81	E' (m)	E _p (m)			ΔE'/E'		
q (m ³ /s/m)	Calha lisa	Calha H = 3cm	Calha H = 6 cm	Calha H = 9 cm	Calha H = 3cm	Calha H = 6 cm	Calha H = 9 cm
0,03	2,65	0,30			0,89		
0,05	2,43	0,31	0,18		0,87	0,93	
0,10	2,21	0,67	0,54	0,28	0,70	0,76	0,87
0,20	2,02	0,78	1,11	0,51	0,61	0,45	0,75
0,33	1,96	1,21	0,97	0,81	0,38	0,51	0,58
0,45	1,77	1,35	1,15	0,96	0,24	0,35	0,46
0,58	1,75	1,48	1,29	1,18	0,15	0,26	0,32
0,70	1,77	1,64	1,49	1,39	0,07	0,16	0,21

Y/Hd = 4,71	E' (m)	E _p (m)			ΔE'/E'		
q (m ³ /s/m)	Calha lisa	Calha H = 3cm	Calha H = 6 cm	Calha H = 9 cm	Calha H = 3cm	Calha H = 6 cm	Calha H = 9 cm
0,03	2,72	0,16			0,94		
0,05	2,54	0,21	0,23		0,92	0,91	
0,10	2,35	0,44	0,38	0,29	0,81	0,84	0,88
0,20	2,20	0,59	0,49	0,47	0,73	0,78	0,79
0,33	2,10	1,08	0,85	0,87	0,49	0,59	0,58
0,45	1,94	1,38	1,25	1,09	0,29	0,36	0,44
0,58	1,93	1,44	1,36	1,20	0,25	0,29	0,38
0,70	1,99	1,69	1,50	1,41	0,15	0,24	0,29

Anexo VII – Dissipação de energia em relação à energia em um vertedouro de calha lisa
(Os pontos sem preenchimento correspondem a regiões de escoamento aerado).





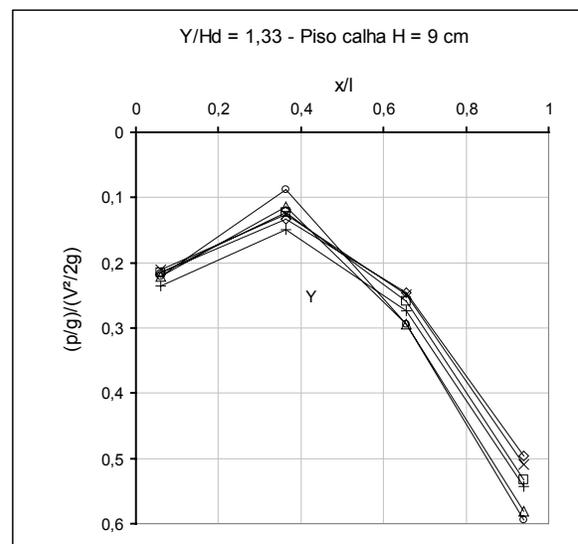
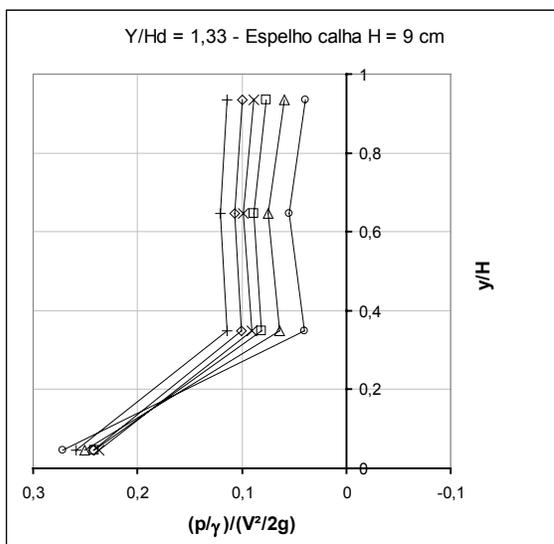
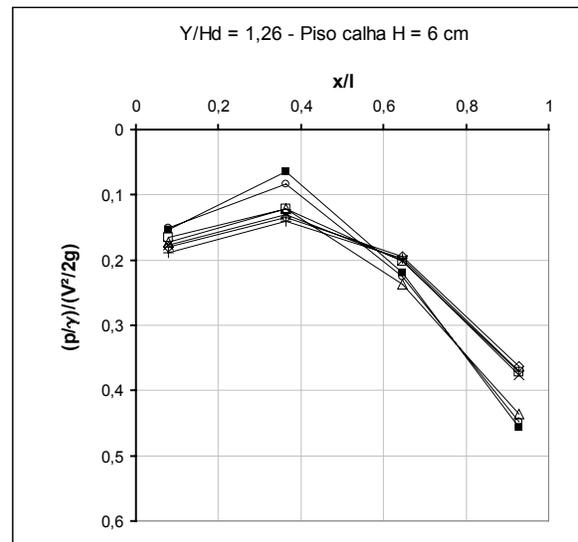
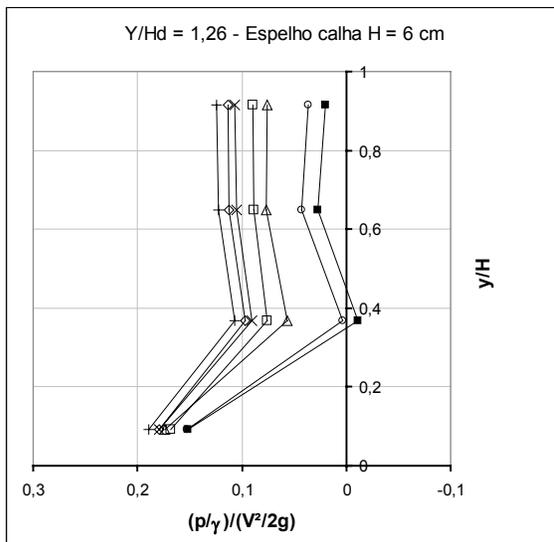
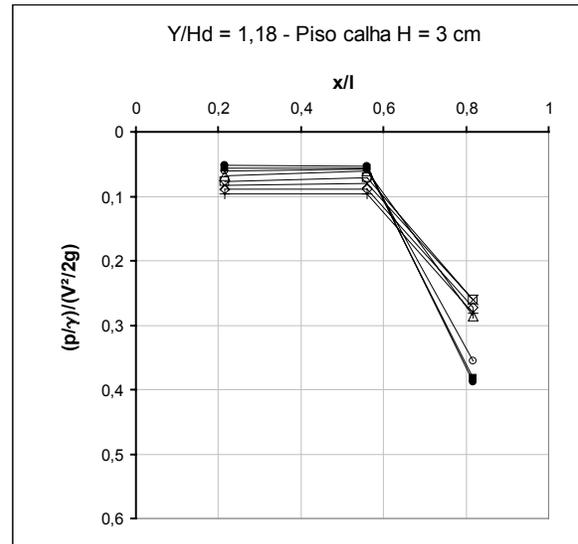
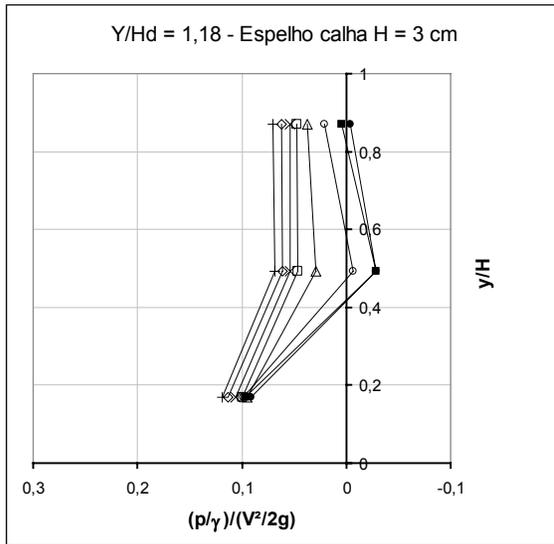
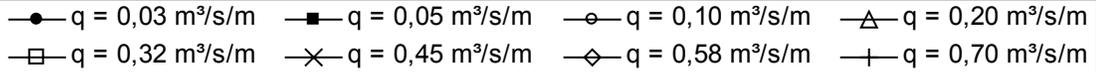
Anexo VIII – Pressões médias obtidas nas tomadas dos vertedouros em degraus (de modelo). Nas tomadas marcadas com (*) não foram realizadas medições de pressões com transdutores, apenas com piezômetros.

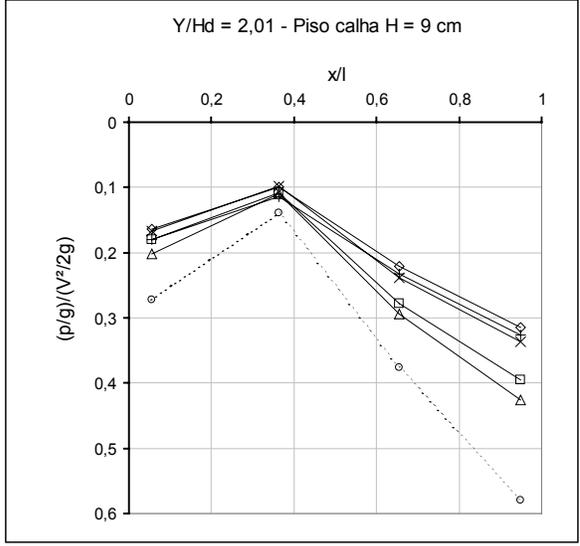
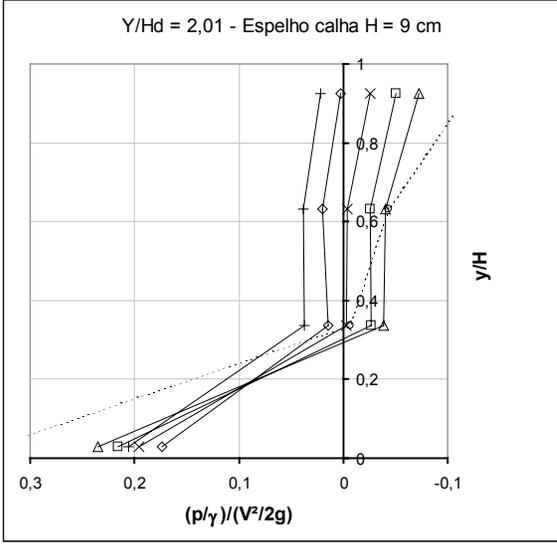
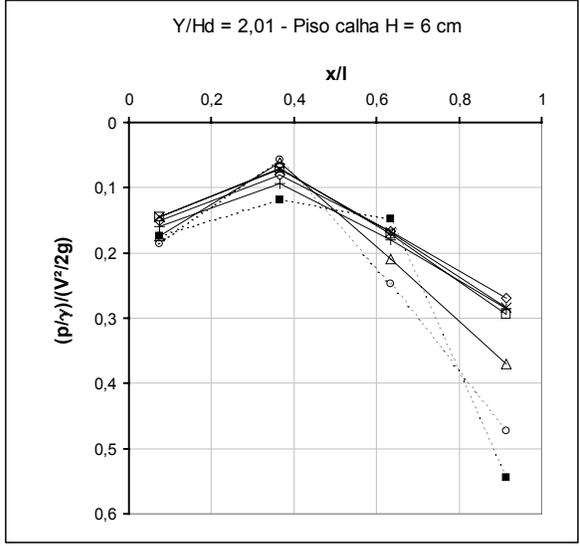
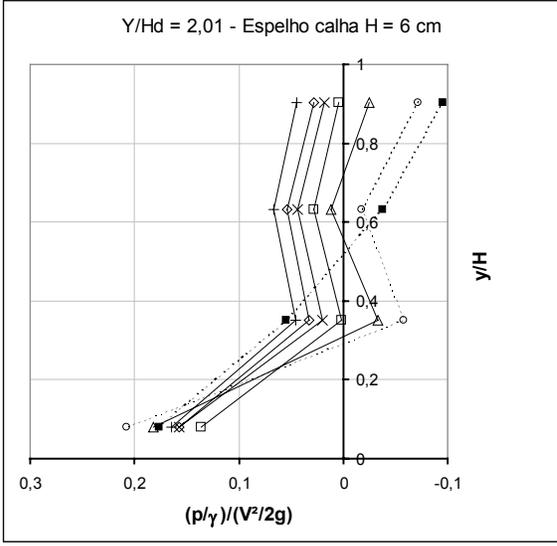
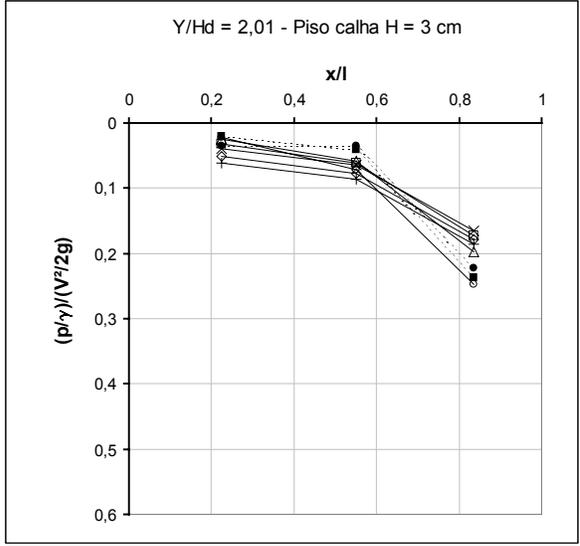
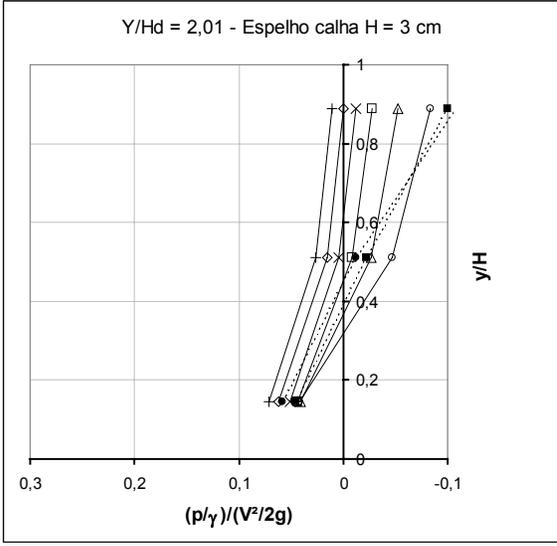
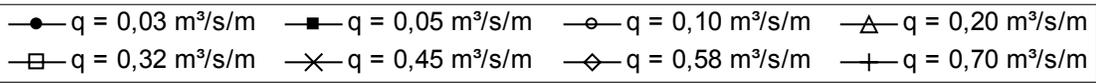
Calha H = 3 cm		Pressões médias (m.c.a.)							
Tomada	Pontos instrumentados	0,03m³/s/m	0,05m³/s/m	0,10m³/s/m	0,20m³/s/m	0,33m³/s/m	0,45m³/s/m	0,58m³/s/m	0,70m³/s/m
1	1	-0,0023	0,0016	0,0077	0,0081	0,0036	0,0052	-0,0083	-0,0284
2	2	0,0002	0,0015	0,0044	0,0073	0,0083	0,0059	-0,0008	-0,0128
Degrau 1	3	-0,0015	0,0021	0,0104	0,0238	0,0367	0,0455	0,0548	0,0634
	4	-0,0122	-0,0129	-0,0033	0,0185	0,0356	0,0457	0,0546	0,0620
	5	0,0393	0,0441	0,0497	0,0603	0,0769	0,0899	0,1003	0,1073
	6	0,0221	0,0253	0,0306	0,0427	0,0590	0,0706	0,0794	0,0869
	7	0,0227	0,0254	0,0293	0,0383	0,0553	0,0683	0,0787	0,0868
	8	0,1667	0,1741	0,1787	0,1811	0,2011	0,2220	0,2417	0,2554
Degrau 12	9	-0,0217	-0,0242	-0,0396	-0,0352	-0,0253	-0,0130	0,0000	0,0126
	10	-0,0024	-0,0053	-0,0220	-0,0178	-0,0078	0,0046	0,0173	0,0312
	11	0,0117	0,0111	0,0198	0,0275	0,0399	0,0537	0,0687	0,0836
	12	0,0071	0,0049	0,0105	0,0167	0,0293	0,0417	0,0572	0,0714
	13	0,0072	0,0100	0,0338	0,0390	0,0552	0,0678	0,0854	0,1021
	14	0,0448	0,0570	0,1172	0,1315	0,1561	0,1741	0,1977	0,2185
Degrau 24	15	-0,0055	-0,0063	-0,0090	-0,0190	-0,0058	0,0047	0,0158	0,0281
	16	-0,0016	-0,0029	-0,0051	-0,0086	0,0036	0,0173	0,0281	0,0406
	17	0,0112	0,0127	0,0164	0,0329	0,0441	0,0589	0,0728	0,0886
	18	0,0089	0,0068	0,0072	0,0179	0,0290	0,0419	0,1058	0,0683
	19	0,0143	0,0203	0,0323	0,0629	0,0737	0,0892	0,0568	0,1239
	20	0,0614	0,0836	0,1011	0,1563	0,1671	0,1878	0,2107	0,2319
Degrau 36	21	-0,0118	-0,0110	-0,0076	-0,0129	-0,0078	-0,0004	0,0063	0,0177
	22	0,0006	0,0003	0,0009	-0,0041	0,0027	0,0093	0,0158	0,0256
	23	0,0062	0,0087	0,0157	0,0448	0,0571	0,0687	0,0804	0,0948
	24	0,0119	0,0117	0,0145	0,0324	0,0429	0,0529	0,0616	0,0741
	25	0,0127	0,0146	0,0234	0,0620	0,0752	0,0865	0,0995	0,1137
	26	0,0592	0,0742	0,1011	0,1760	0,1942	0,2115	0,2418	0,2622
Degrau 48	27	-0,0115	-0,0114	-0,0091	-0,0086	-0,0162	-0,0109	-0,0027	0,0074
	28	-0,0084	-0,0065	-0,0081	-0,0167	-0,0229	-0,0201	-0,0138	-0,0036
	29	0,0140	0,0138	0,0209	0,0337	0,0563	0,0650	0,0780	0,0910
	30	0,0098	0,0080	0,0098	0,0151	0,0322	0,0385	0,0486	0,0605
	31	0,0102	0,0110	0,0190	0,0424	0,0721	0,0853	0,0989	0,1138
	32	0,0508	0,0675	0,0981	0,1401	0,1935	0,2168	0,2463	0,2665

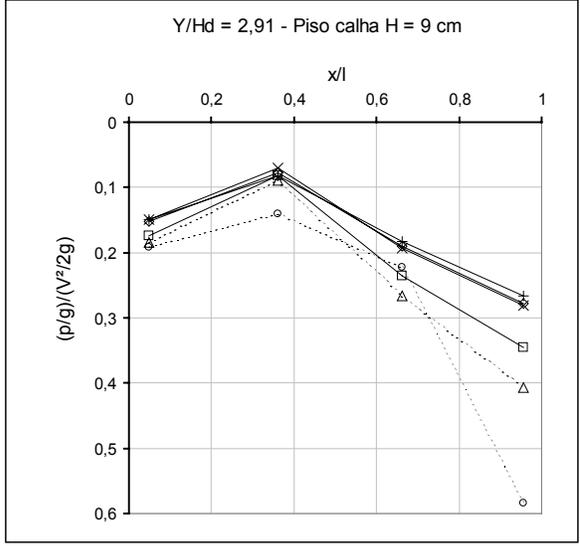
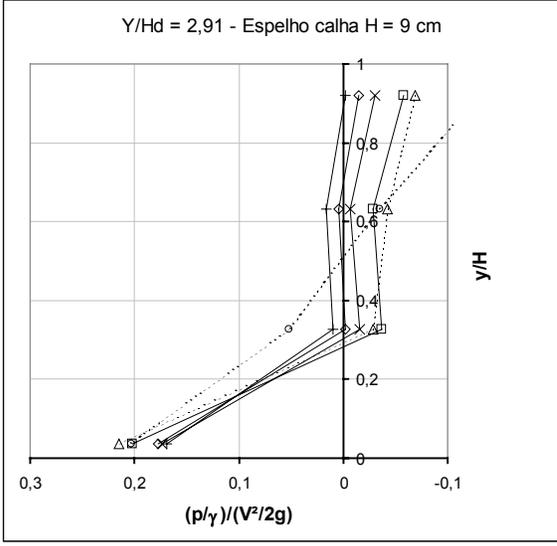
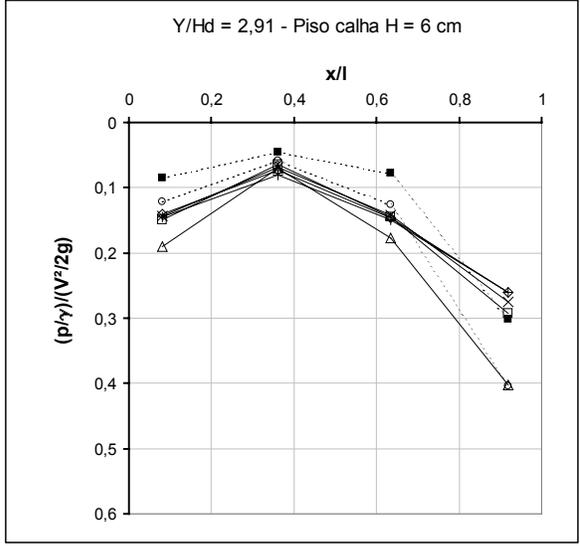
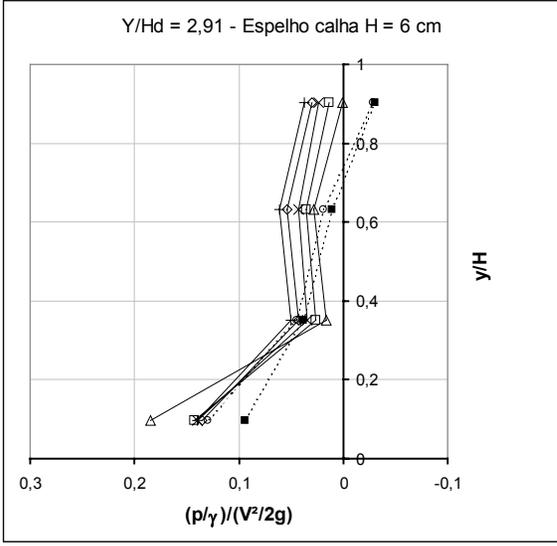
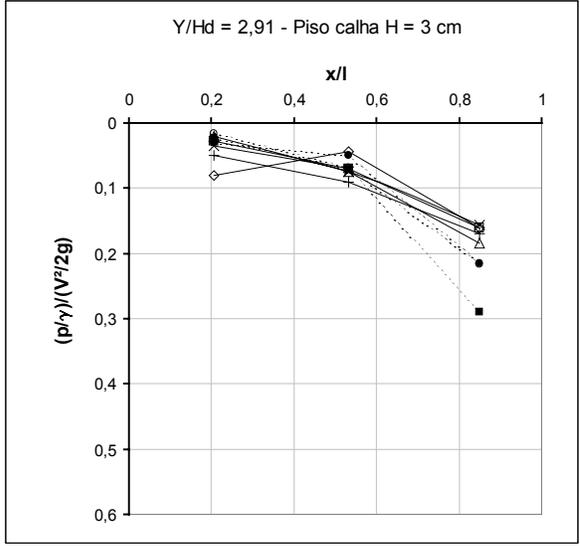
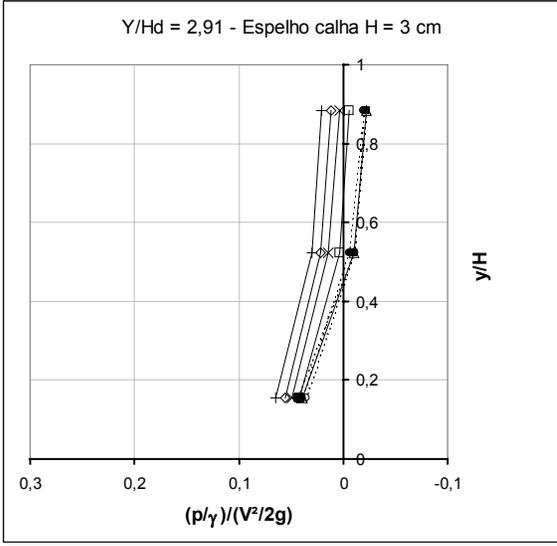
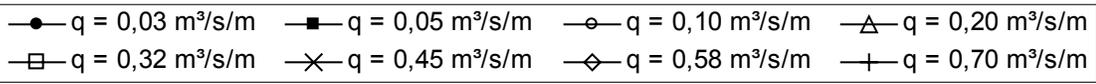
Calha H = 6 cm		Pressões médias (m.c.a.)						
Tomada	Pontos instrumentados	0,05m³/s/m	0,10m³/s/m	0,20m³/s/m	0,33m³/s/m	0,45m³/s/m	0,58m³/s/m	0,70m³/s/m
1	1	0,0130	0,0192	0,0251	0,0235	0,0151	0,0047	-0,0149
2	2	0,0073	0,0140	0,0093	0,0034	0,0056	-0,0053	-0,0116
Degrau 1	3	0,0105	0,0217	0,0482	0,0703	0,0857	0,0992	0,1107
	4	0,0140	0,0254	0,0487	0,0693	0,0847	0,0982	0,1096
	5	-0,0057	0,0023	0,0356	0,0596	0,0725	0,0843	0,0958
	6*	0,0790	0,0910	0,1100	0,1320	0,1440	0,1560	0,1690
	7*	0,0800	0,0900	0,1095	0,1298	0,1430	0,1575	0,1680
	8	0,0336	0,0498	0,0771	0,0949	0,1051	0,1172	0,1255
	9	0,1145	0,1350	0,1505	0,1581	0,1612	0,1692	0,1766
	10	0,2385	0,2679	0,2759	0,2909	0,3033	0,3164	0,3312
Degrau 6	11	-0,0157	-0,0292	-0,0147	0,0040	0,0169	0,0298	0,0475
	12	-0,0062	-0,0073	0,0069	0,0237	0,0398	0,0558	0,0714
	13	0,0090	-0,0236	-0,0194	0,0011	0,0185	0,0341	0,0490
	14*	0,0290	0,0845	0,1070	0,1138	0,1445	0,1640	0,1760
	15*	0,0285	0,0755	0,1025	0,1215	0,1330	0,1575	0,1700
	16	0,0194	0,0234	0,0361	0,0583	0,0654	0,0843	0,1001
	17	0,0243	0,1006	0,1235	0,1431	0,1546	0,1742	0,1920
	18	0,0894	0,1923	0,2182	0,2457	0,2607	0,2813	0,3049
Degrau 12	19	-0,0120	-0,0098	0,0005	0,0114	0,0229	0,0336	0,0452
	20	0,0043	0,0065	0,0153	0,0291	0,0423	0,0599	0,0735
	21	0,0152	0,0156	0,0087	0,0218	0,0339	0,0485	0,0596
	22*	0,0375	0,0450	0,1015	0,1173	0,1370	0,1515	0,1680
	23*	0,0335	0,0420	0,1045	0,1235	0,1405	0,1575	0,1730
	24	0,0181	0,0201	0,0386	0,0533	0,0669	0,0830	0,0964
	25	0,0306	0,0439	0,0976	0,1192	0,1392	0,1650	0,1798
	26	0,1197	0,1405	0,2212	0,2413	0,2704	0,2922	0,3128
Degrau 18	27	-0,0129	-0,0094	-0,0134	-0,0232	-0,0119	-0,0018	0,0078
	28	0,0019	0,0078	0,0092	0,0177	0,0301	0,0419	0,0530
	29	0,0135	0,0153	0,0064	0,0089	0,0166	0,0302	0,0421
	30*	0,0305	0,0445	0,0850	0,1340	0,1480	0,1640	0,1740
	31*	0,0330	0,0430	0,0840	0,1300	0,1370	0,1555	0,1650
	32	0,0208	0,0212	0,0415	0,0686	0,0771	0,0874	0,0975
	33	0,0447	0,0754	0,1449	0,2093	0,2216	0,2371	0,2533
	34	0,1101	0,1523	0,2193	0,2750	0,2915	0,3110	0,3230
Degrau 24	35	-0,0239	-0,0240	-0,0207	-0,0411	-0,0427	-0,0319	-0,0232
	36	-0,0073	-0,0062	-0,0049	-0,0163	-0,0176	-0,0071	0,0045
	37	0,0032	-0,0014	-0,0051	-0,0542	-0,0622	-0,0499	-0,0392
	38*	0,0270	0,0355	0,0510	0,0960	0,1020	0,1230	0,1390
	39*	0,0240	0,0290	0,0425	0,0910	0,0940	0,1070	0,1240
	40	0,0057	0,0013	0,0010	-0,0141	-0,0133	-0,0059	0,0062
	41	0,0309	0,0495	0,0671	0,1298	0,1398	0,1549	0,1708
	42	0,1058	0,1446	0,1704	0,2590	0,2733	0,2951	0,3125

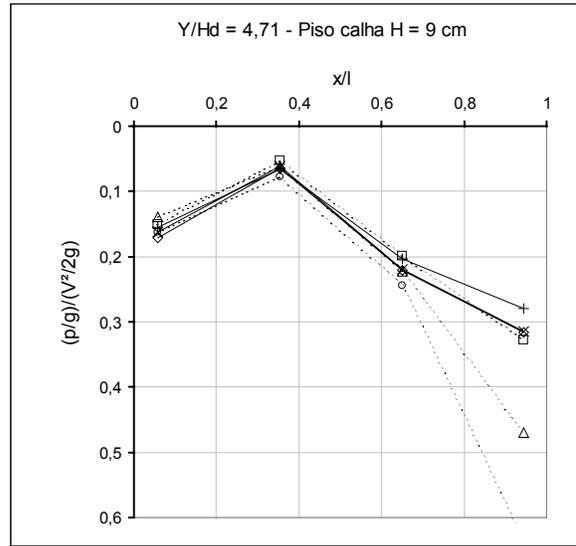
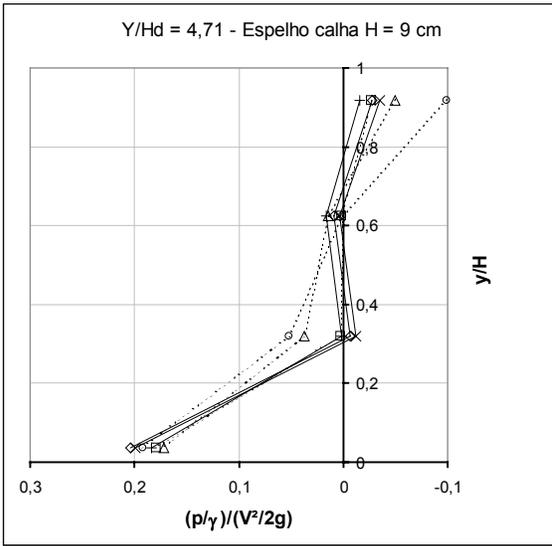
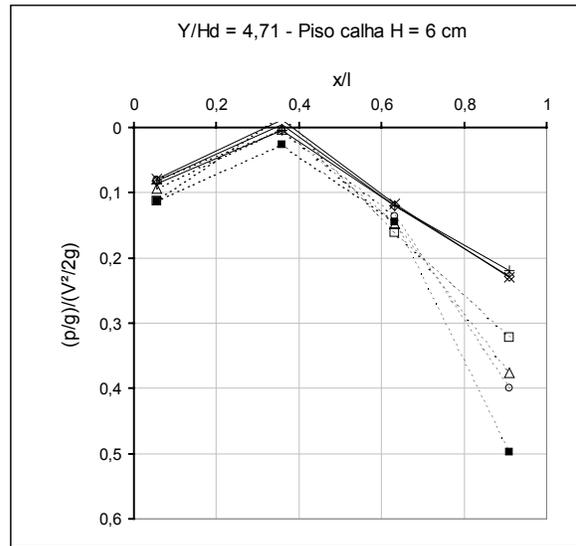
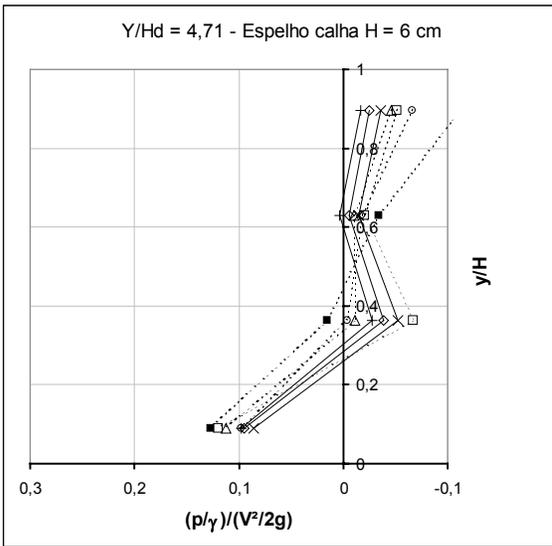
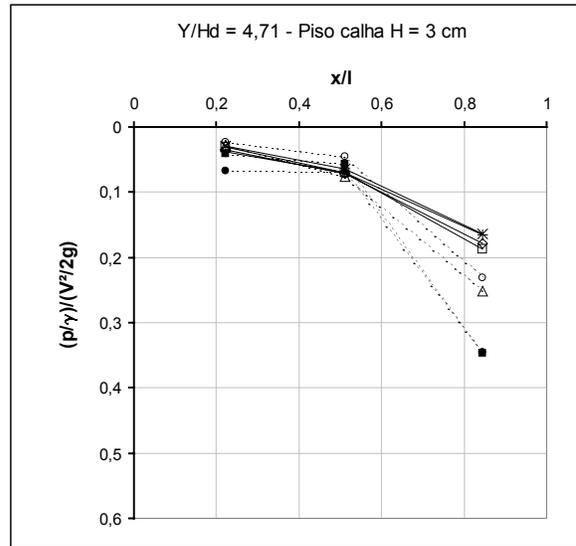
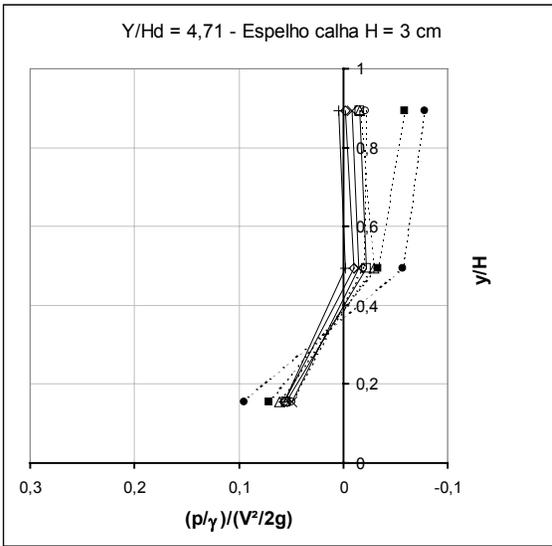
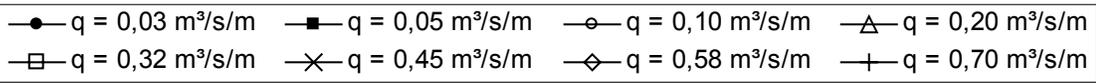
Calha H = 9 cm		Pressões médias (m.c.a.)					
Tomada	Pontos instrumentados	0,10m³/s/m	0,20m³/s/m	0,33m³/s/m	0,45m³/s/m	0,58m³/s/m	0,70m³/s/m
1	1	0,0145	0,0192	0,0187	0,0104	-0,0030	-0,0210
2	2	0,0116	0,0179	0,0199	0,0165	0,0091	-0,0015
Degrau 1	3	0,0195	0,0361	0,0556	0,0718	0,0860	0,0960
	4	0,0271	0,0457	0,0641	0,0800	0,0924	0,1015
	5	0,0199	0,0390	0,0587	0,0734	0,0871	0,0958
	6*	0,1340	0,1520	0,1745	0,1925	0,2098	0,2170
	7*	0,1095	0,1340	0,1555	0,1715	0,1858	0,1980
	8	0,0435	0,0696	0,0885	0,1021	0,1154	0,1253
	9	0,1451	0,1783	0,1875	0,2022	0,2122	0,2291
Degrau 4	10	0,2938	0,3523	0,3845	0,4137	0,4292	0,4552
	11	-0,0369	-0,0424	-0,0394	-0,0234	0,0026	0,0216
	12	-0,0132	-0,0237	-0,0202	-0,0033	0,0204	0,0385
	13	-0,0020	-0,0226	-0,0208	-0,0026	0,0149	0,0372
	14*	0,1023	0,1378	0,1695	0,1800	0,1758	0,2065
	15*	0,0833	0,1183	0,1413	0,1535	0,1665	0,1810
	16	0,0426	0,0647	0,0851	0,0900	0,1003	0,1139
Degrau 8	17	0,1151	0,1730	0,2180	0,2199	0,2232	0,2330
	18	0,1770	0,2495	0,3101	0,3103	0,3181	0,3272
	19	-0,0300	-0,0412	-0,0467	-0,0304	-0,0158	-0,0028
	20	-0,0080	-0,0251	-0,0229	-0,0068	0,0048	0,0191
	21	0,0119	-0,0171	-0,0292	-0,0155	-0,0023	0,0113
	22*	0,0465	0,1285	0,1623	0,1750	0,1915	0,2028
	23*	0,0440	0,1100	0,1395	0,1505	0,1643	0,1793
Degrau 12	24	0,0323	0,0536	0,0654	0,0715	0,0840	0,0972
	25	0,0509	0,1594	0,1886	0,1955	0,2056	0,2194
	26	0,1335	0,2438	0,2772	0,2843	0,2997	0,3188
	27	-0,0211	-0,0210	-0,0313	-0,0256	-0,0152	-0,0061
	28	0,0024	-0,0011	-0,0026	0,0040	0,0159	0,0277
	29	0,0175	0,0110	-0,0011	0,0028	0,0117	0,0217
	30*	0,0580	0,0865	0,1958	0,2158	0,2225	0,2373
Degrau 16	31*	0,0540	0,0790	0,1713	0,1873	0,2038	0,2125
	32	0,0255	0,0322	0,0737	0,0846	0,0905	0,1013
	33	0,0750	0,1294	0,2391	0,2568	0,2636	0,2783
	34	0,1660	0,2251	0,2974	0,3187	0,3313	0,3454
	35	-0,0267	-0,0215	-0,0223	-0,0363	-0,0309	-0,0213
	36	0,0002	0,0064	0,0012	0,0036	0,0102	0,0219
	37	0,0141	0,0159	0,0024	-0,0124	-0,0073	0,0018
Degrau 16	38*	0,0515	0,0740	0,1485	0,2085	0,2303	0,2450
	39*	0,0435	0,0600	0,1245	0,1703	0,1928	0,2063
	40	0,0207	0,0262	0,0435	0,0645	0,0733	0,0881
	41	0,0655	0,0960	0,1645	0,2295	0,2495	0,2714
	42	0,1704	0,2024	0,2712	0,3282	0,3564	0,3732

Anexo IX – Pressões adimensionalizadas com relação à energia cinética do escoamento ($V^2/2g$). Os tracejados correspondem a ocorrência de escoamento aerado.









REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. BINDO, M., GAUTIER, J., LACROIX, F. The stepped spillway of M'Bali dam. **Water Power & Dam Construction**, p. 35-36, January, 1993.
2. 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.
3. CHAMANI, M. R., RAJARATNAM, N. Characteristics of skimming flow over stepped spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, New York, v. 125, n. 4, p. 361-368, Apr. 1999a.
4. CHAMANI, M. R., RAJARATNAM, N. Onset of skimming flow on stepped spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, New York, v. 125, n. 9, p. 969-971, Sept. 1999b.
5. CHANSON H. Stepped spillway flows and air entrainment. **Canadian Journal of Civil Engineering**. V. 20 n. 3, p 422-435, Jun 1993.
6. CHANSON, H. Comparison of energy dissipation between nappe and skimming flow regimes on stepped chutes. **Journal of Hydraulic Research**, IAHR, Delft, v. 32, n. 2, p. 213-218, 1994a.
7. CHANSON, H. Hydraulics of skimming flows over stepped channels and spillways. **Journal of Hydraulic Research**, IAHR, Delft, v. 32, n. 3, p. 445-460, 1994b.
8. CHANSON, H. **Hydraulic design of stepped cascades, channels, weirs and spillways**. Pergamon, Oxford, UK, Jan., 261 p., 1994c.
9. CHANSON H. Energy dissipation on stepped spillways. Discussion. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 121, p. 80-82, 1995a.
10. CHANSON, H. Comparison of energy dissipation between nappe and skimming flow regimes on stepped chutes. Discussion (Reply by the author). **Journal of Hydraulic Research**, IAHR, Delft, v. 33, n. 1, p. 122-127, 1995b.
11. CHANSON H. History of stepped channels and spillways: a rediscovery of the 'wheel'. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 22, n. 2, p. 247-259, 1995c.
12. CHANSON, H. Prediction of the transition nappe/skimming flow on a stepped channel. **Journal of Hydraulic Research**, vol. 34, nº 3, p. 421-429, 1996.

13. CHANSON, H. Hydraulic design of stepped spillways and downstream energy dissipation. **Dam Engineering**, Vol.11, n 4, p.205-242, 2001.
14. CHANSON, H., YASUDA, Y., OHTSU, I. Flow resistance in skimming flows in stepped spillways and its modelling. *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 29, p. 809-819, 2002.
15. CHOW, Ven Te. *Open channel hydraulics*. New York : McGraw-Hill, 1959. 680p.
16. DIEZ-CASCON, J., BLANCO, J. L., REVILLA, J., GARCIA, R. Studies on the hydraulic behavior of stepped spillways. **Water Power & Dam Construction**, Sutton, v. 43, n.9, p. 22-26, Sept. 1991.
17. FERNÁNDEZ, F. M. Investigación en modelo hidráulico de un rebosadero escalonado. In: CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA, 16., 1994, Santiago. Memorias. Santiago : IAHR, 1994, p.311-323.
18. JAMES, C.S. Onset of skimming flow on stepped spillways – Discussion. **Journal of Hydraulic Engineering**. V 127, 2001 p. 519.
19. MATEOS IGUACEL, C., ELVIRO GARCIA, V. Aliviaderos escalonados. Comienzo de la aireación natural. Disipación de energía en la rápida. **Revista Ingeniería Civil**, Centro de Estudos e Técnicas Aplicadas, n. 113, Espanha, 1999.
20. MATOS, J. S. G., QUINTELA, A. C. Descarregadores de cheias em degraus : posição actual da avaliação da dissipação de energia. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HIDRICOS, 11., 1995, Recife. **Anais**. Recife: ABRH, 1995. v. 4, p. 65-71.
21. MONDARDO JUNIOR, M. FABIANI, A L. T. Comparison of energy dissipation between nappe flow and skimming flow regimes on stepped chutes, by Hubert Chanson. Discussão. **Journal of Hydraulic Research**, IAHR, Delft, v. 33, n.1, p 119-121, 1995.
22. OHTSU I., YASUDA Y., TAKAHASI M. Onset of skimming flow on stepped spillways – Discussion. **Journal of Hydraulic Engineering**. V 127, p.522-524, 2001.
23. OLINGER, J. C., BRIGHETTI, G. Contribuição ao estudo da distribuição de pressões nos vertedouros em degraus. **Boletim técnico da Escola Politécnica da USP**, São Paulo, 2002.
24. PEGRAM, G. G. S., OFFICER, A. K. MOTTRAM, S. R. Hydraulics of skimming flow on modeled stepped spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, New York, v.125, n. 5 p.500-510, May 1999.

25. POVH P. H. Avaliação da Energia Residual a Jusante de Vertedouros em Degraus com fluxo em Regime Skimming Flow. **Dissertação de mestrado**, 141p, 2000.
26. RAJARATNAM, N. Skimming flow in stepped spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, New York, v. 116, n. 4, p. 587-591, April 1990.
27. RICE, C. E., KADAVY, K. C. Model study of a roller compacted concrete stepped spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, New York, v. 122, n. 6, p. 292-297, Jun. 1996.
28. SORENSEN, R. M. Stepped spillways hydraulic model investigation. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, New York, v111, n. 12, p. 1461-1472, Dec. 1985.
29. STEPHENSON, D. Energy dissipation down stepped spillways. **Water Power & Dam Construction**, Sutton, v. 43, n. 9, p. 27-30, Sept. 1991.
30. TATEWAR S.P., INGLE R.N., POREY P.D. - Onset of skimming flow on stepped spillways. Discussion. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, New York, v. 127, p. 524, 2001.
31. THE UNIVERSITY OF QUEENSLAND, Brisbane, Australia, 1999-2003 Contém informações sobre ensino, pesquisa e outras atividades realizadas pelo Dr. Hubert CHANSON. Disponível em <http://www.uq.edu.au/~e2hchans/>.
32. TOZZI, M. J. Caracterização/comportamento de escoamentos em vertedouros com paramento em degraus. **Tese de doutorado**, Universidade de São Paulo. São Paulo: USP, 302 p, 1992.
33. TOZZI, M. J., BRIGHETTI, G. Energia residual no pé de vertedouros com degraus. **Revista Brasileira de Engenharia, Caderno de Recursos Hídricos**, Rio de Janeiro : ABRH, v 11, n. 2 p. 49-61, Dez. 1993a.
34. TOZZI, M. J., BRIGHETTI, G. Caracterização / comportamento de escoamentos em vertedouros com paramento em degraus. **Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP**. São Paulo: USP, 1993b.
35. TOZZI, M. J., BRIGHETTI, G. Vertedouros em degraus – Posição de início de aeração do escoamento. **XVI Congresso Latino-americano de Hidráulica**, Santiago, Chile, novembro 1994.
36. UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR BUREAU OF RECLAMATION. **Design of Small Dams**, Water Resources Technical Publication; Washington, 1974.

37. U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Hydraulic Design Criteria**. Vicksburg, Vol. 1, Chart 111-11 e Chart 111-16, 1977.
38. 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.