

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

João Gerdau de Borja

**ANÁLISE DAS CARACTERÍSTICAS
MACROTURBULENTAS AO LONGO DE UMA BACIA DE
DISSIPACÃO POR RESSALTO HIDRÁULICO À JUSANTE
DE UM VERTEDOURO EM DEGRAUS**

Porto Alegre
dezembro 2009

JOÃO GERDAU DE BORJA

**ANÁLISE DAS CARACTERÍSTICAS MACROTURBULENTAS
AO LONGO DE UMA BACIA DE DISSIPACÃO POR
RESSALTO HIDRÁULICO À JUSANTE DE UM
VERTEDOURO EM DEGRAUS**

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

Orientador: Luiz Augusto Magalhães Endres

Porto Alegre
dezembro 2009

JOÃO GERDAU DE BORJA

**ANÁLISE DAS CARACTERÍSTICAS MACROTURBULENTAS
AO LONGO DE UMA BACIA DE DISSIPAÇÃO POR
RESSALTO HIDRÁULICO À JUSANTE DE UM
VERTEDOURO EM DEGRAUS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, novembro de 2009

Prof. Luiz Augusto Magalhães Endres
Doutor / UFRGS
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Jaime Federici Gomes
Doutor / UFRGS

Alexandre Augusto Mees Alves
Mestre / UFRGS

Prof. Luiz Augusto Magalhães Endres
Doutor / UFRGS

Dedico este trabalho a minha irmãzinha, Maria Sofia.

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais: minha mãe Rita, que foi tão importante para mim, e ao meu pai: Sérgio, pelo incentivo e exemplo.

Aos meus irmãos: Ana, Lúcia, Francisco e Henrique, por possibilitar a visão das coisas por diferentes ângulos.

À minha vó Anita, e a minha tia madrinha Carmem, pelo apoio que sempre me deram para estudar.

Agradeço ao Prof. Luis Augusto Magalhães Endres, orientador deste trabalho pela compreensão.

Ao Prof. Marcelo Giulian Marques, pelos conselhos e sugestões.

À Prof. Carin Maria Schmitt, coordenadora das disciplinas Trabalho de Diplomação Engenharia Civil, pela dedicação.

Ao Alexandre, doutorando nesta linha de pesquisa, pela ajuda.

À Dona Francisca Energética S/A, pelo financiamento ao projeto.

Por um ano de bolsa de iniciação científica BIC / UFRGS concedida.

Ao pessoal envolvido no projeto: Mariana, Eliane e Camila, bolsistas, e Maximiliano, técnico em hidráulica e hidrologia, pelo suporte na realização dos ensaios.

Ou escreves algo que valha a pena ler, ou fazes algo
acerca do qual valha a pena escrever.

Benjamim Franklin

RESUMO

BORJA, J. G. **Análise das Características Macroturbulentas ao Longo de uma Bacia de Dissipação por Ressalto Hidráulico à Jusante de um Vertedouro em Degraus**. 2009. 82 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

A bacia de dissipação por ressalto hidráulico é um dos tipos de dissipadores mais utilizados à jusante de sistemas extravasadores. Visando reduzir o comprimento desse tipo de estrutura, pode ser adotado, em conjunto com a bacia, o uso de vertedouros em degraus, que permitem a dissipação de parte da energia durante a queda, além de permitir a incorporação de ar ao escoamento. Este trabalho analisa características macroturbulentas do escoamento ao longo de uma bacia de dissipação por ressalto hidráulico com fluxo de entrada aerado. Esse fluxo obtido à jusante do vertedouro em degraus é originado através da macro-rugosidade criada na soleira pelos degraus que induz a água vertente a formar uma zona de início de aeração. A turbulência que se origina nos degraus e avança até a superfície livre da água torna o escoamento com forte aeração, desta forma o concreto deve sofrer menores níveis de desgaste, diferente do que ocorre onde o escoamento não é aerado. Este trabalho tem suporte em um modelo físico reduzido de vertedouro em degraus e da bacia de dissipação à jusante, nos laboratórios do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, com as dimensões mais comumente empregadas em concreto compactado a rolo (CCR) encontradas. Foram feitas análises para a caracterização das distribuições de valores médios, flutuantes e extremos das pressões junto ao fundo do canal, de maneira a determinar os esforços hidrodinâmicos atuantes na bacia de dissipação, de modo a complementar informações para o projeto estrutural desse tipo de obra hidráulica. Dentre os resultados obtidos, foram propostas equações para a estimativa da altura subcrítica do ressalto hidráulico e para a previsão das pressões ocorrentes no fundo da bacia de dissipação.

Palavras-chave: vertedouros em degraus (*stepped spillways*); escoamento deslizante sobre turbilhões (*skimming flow*); ressalto hidráulico (*hydraulic jump*).

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: diagrama de dependência das etapas da pesquisa	17
Figura 2: vertedouro com calha em degraus.....	19
Figura 3: rampas com blocos.....	20
Figura 4: rampas com travessas.....	20
Figura 5: vertedouro de gabião.....	21
Figura 6: vertedouro com patamares em bacia.....	21
Figura 7: elementos de concreto intertravados.....	21
Figura 8: zonas de separação dos regimes.....	22
Figura 9: camada cisalhante.....	24
Figura 10: regiões formadas em um regime de escoamento deslizante.....	26
Figura 11: dimensões básicas da calha em degraus.....	27
Figura 12: definição da posição de início da aeração, quando a camada limite atinge a superfície livre.....	28
Figura 13: dissipação de energia ao longo da calha.....	30
Figura 14: modelo de aerador.....	36
Figura 15: aerador em funcionamento.....	37
Figura 16: escoamento mergulhante.....	44
Figura 17: efeito da calha em degraus no comprimento da região de recirculação.....	45
Figura 18: padrões de escoamento em canais em degraus.....	46
Figura 19: ressalto livre à jusante de um vertedouro de calha lisa.....	47
Figura 20: ressalto livre à jusante de uma comporta.....	47
Figura 21: modelo de sistema de dissipação vertedouro-bacia.....	50
Figura 22: interior do canal da bacia de dissipação (largura = 0,40 m).....	51
Figura 23: ressalto livre.....	53
Figura 24: ressalto afogado.....	53
Figura 25: degrau de início de aeração.....	56
Figura 26: relação entre L_r e L_j (medidos e calculados).....	57
Figura 27: relação adimensional entre L_r e L_j (calculados e medidos).....	58
Figura 28: altura subcrítica medidas e calculadas pela equação 30.....	60
Figura 29: comparação das alturas supercríticas equivalentes calculadas.....	61
Figura 30: comparação das alturas subcríticas calculadas.....	62
Figura 31: relação adimensional entre L_r e L_j (calculados e medidos).....	63
Figura 32: relação entre 40 L/s e 110 L/s.....	64

Figura 33: extremos de pressão para a vazão ensaiada de 40 L/s.....	65
Figura 34: extremos de pressão para a vazão ensaiada de 100 L/s.....	65
Figura 35: flutuação de pressão em função da posição.....	69
Figura 36: comparação com ressalto à jusante de um vertedouro de calha lisa, ligada por uma arco de circunferência à bacia de dissipação.....	69
Figura 37: comparação com ressalto à jusante de comporta.....	69

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: posição das tomadas de pressão ao longo da bacia de dissipação, a partir do pé do vertedouro.....	51
Quadro 2: vazões ensaiadas e dependentes.....	52
Quadro 3: modelo e protótipo.....	54
Quadro 4: alturas subcríticas medidas.....	59
Quadro 5: coeficientes para uso na equação 33 ($P_{99,9\%}$).....	66
Quadro 6: coeficientes para uso na equação 34 ($P_{0,1\%}$).....	67
Quadro 7: coeficientes para uso na equação 35 (P_m).....	67

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: posição (do início) da aeração medida nos degraus.....	55
--	----

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	12
1.2 MOBILIZAÇÃO DO TRABALHO	14
2 MÉTODO DE PESQUISA	15
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	15
2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO	15
2.2.1 Objetivo principal	15
2.2.2 Objetivos secundários	15
2.3 PRESSUPOSTOS DA PESQUISA	16
2.4 DELIMITAÇÕES DA PESQUISA	16
2.5 LIMITAÇÕES DA PESQUISA	16
2.6 DELINEAMENTO	17
3 CONTEXTO DA PESQUISA	18
3.1 BARRAGENS: EXECUÇÃO EM CONCRETO COMPACTADO A ROLO	18
3.2 DIFERENTES FORMAS DE ESTRUTURAS COM MACRO-RUGOSIDADES...	19
3.3 VERTEDOIRO EM DEGRAUS.....	20
3.3.1 Diferentes configurações de vertedouros em degraus	20
3.3.2 Regimes de escoamento	22
3.3.2.1 Regiões formadas em um regime de escoamento deslizante.....	25
3.3.2.2 Definição da posição de início da aeração.....	26
3.3.3 Dissipação de energia	28
3.3.4 Estudo da pressão ao longo da calha	31
3.3.5 Aeração do escoamento	35
3.3.5.1 Aeradores.....	36
3.3.5.2 Muros laterais do vertedouro.....	37
3.3.5.3 Comportamento do fluxo bifásico.....	38
3.3.5.4 Escoamento mergulhante (<i>plunging flow</i>) à jusante de vertedouros em degraus..	44
3.3.5.5 Comprimento do rolo e comprimento do ressalto.....	48
3.3.5.6 Efeito de escala.....	49
4 INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL: SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS E DETALHES DO MODELO	50
4.1 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS.....	50

4.2 FAIXA DE VAZÕES ESTUDADA PARA AS DADAS CONDIÇÕES DE ESCOAMENTO.....	52
4.3 DETALHES DO MODELO.....	53
5 ANÁLISES E CONCLUSÕES PARCIAIS.....	55
5.1 PONTO DE INÍCIO DE AERAÇÃO.....	55
5.2 COMPRIMENTO DO RESSALTO E DO ROLO (1ª PARTE).....	56
5.3 ALTURA SUBCRÍTICA DO RESSALTO.....	59
5.4 ALTURA SUPERCRÍTICA EQUIVALENTE DO RESSALTO.....	61
5.5 COMPRIMENTO DO RESSALTO E DO ROLO (2ª PARTE).....	62
5.6 DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES AO LONGO DA BACIA DE DISSIPACÃO.....	64
5.6.1 Pressões médias medidas.....	64
5.6.2 Extremos de pressões medidos.....	65
5.6.3 Previsão da distribuição de pressões na bacia de dissipação.....	66
5.6.4 Análise das flutuações de pressão na bacia de dissipação.....	68
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES FINAIS.....	71
6.1 CONCLUSÕES GERAIS.....	71
6.2 RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS.....	72
REFERÊNCIAS	73
APÊNDICE A	76
ANEXO A	79

1 INTRODUÇÃO

Nesse capítulo será apresentada a importância de estudos científicos para a obtenção de economia em projetos de bacias de dissipação à jusante de vertedouros em degraus. Posteriormente, é indicada a estrutura que dá suporte ao presente trabalho.

1.1 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

Os vertedouros são estruturas necessárias a uma barragem por garantirem o escoamento seguro da vazão de pico (que ocorre em enchente), sendo que suportam uma vazão máxima, ou seja, aquela para qual o vertedouro foi projetado segundo um tempo de retorno, podendo ser de milhares de anos em se tratando de grandes barramentos. Portanto, o vertedouro é uma estrutura de segurança à integridade do barramento e a todos os possíveis danos que ocorreriam se houvesse seu rompimento.

As barragens podem suportar uma elevada altura de água e a energia dissipada no deslocamento pelo vertedouro proporciona que as estruturas no ponto de deságue sejam menos robustas. No âmbito geral de diversos tipos de regime que podem ocorrer em vertedouros em degraus, há vantagens em termos de dissipação de energia em relação aos de calha lisa, devido a maior turbulência gerada pela superfície macro-rugosa. Mas esse modo de dissipação de energia pode causar uma intensa flutuação de pressão junto às estruturas dissipadoras, podendo haver desgaste e perda da eficiência esperada dessas estruturas. Isto se reflete à jusante, podendo haver danos à bacia de dissipação e ao pé da barragem. O projeto de um vertedouro em degraus deve visar uma maior dissipação de energia, procurando-se prevenir o comprometimento das estruturas envolvidas por intensas cargas hídricas que o reservatório porventura recebe.

Dentro do contexto atual, está cada vez mais sendo imposta a necessidade de redução de custos e ganho em velocidade de construção na execução de barragens, bem como em qualquer obra de Engenharia. Pela topografia e condições hidrológicas predominantes no Brasil, as barragens mais usuais são do tipo gravidade. Dentre as diferentes formas de

execução desse tipo de barragem, a técnica do **concreto compactado a rolo** (CCR) é a que mais se difunde, sobressaindo-se às barragens executadas em concreto vibrado.

Para realização desse trabalho, é proposta a geração de um modelo físico reduzido e estudo do tipo de vertedouro em degraus que é viabilizado pela técnica de **concreto compactado a rolo** (CCR), em seu regime de escoamento usual. Um dos fatores que tem influência nesse regime, é a altura dos degraus, que é determinada pelas várias espessuras de CCR possíveis de execução pelos equipamentos empregados nessa técnica, dentre as quais, a mais usual no Brasil é a de 60 cm. O modelo físico reduzido será em escala 1:10, portanto, com altura dos degraus de 6 cm.

Esse modelo físico, tem como componente um segmento de modelagem à uma bacia de dissipação, que é a estrutura onde deságua o vertedouro. Nesta estrutura é de grande importância conhecer, também, as características macroturbulentas, que serão influenciadas pelo fluxo de montante, ocorrido em uma zona de macro-rugosidade. Logo, o estudo deverá abranger essas duas partes constituintes de um sistema dissipador.

As características de vários tipos de vertedouros em degraus vêm sendo estudadas em laboratórios de diferentes países, utilizando-se vertedouros com:

- a) diferentes inclinações da soleira ou/e altura de degrau;
- b) outros universos de vazões específicas ensaiadas;
- c) ou ainda diferentes configurações de estrutura macro-rugosa.

Mas ainda não se tem uma conclusão definitiva sobre o tema. A caracterização das distribuições de valores médios, flutuantes e extremos das pressões junto ao fundo do canal, de maneira a determinar os esforços hidrodinâmicos atuantes na bacia de dissipação, dependem do tipo de vertedouro em degraus e o específico regime de escoamento em estudo, e ajudarão a fornecer informações de projeto estrutural para este tipo de obra hidráulica.

1.2 MOBILIZAÇÃO DO TRABALHO

O autor deste trabalho de diplomação faz parte de um grupo de bolsistas envolvidos na pesquisa, da qual se desenvolve uma tese de doutorado. Os trabalhos experimentais desse estudo serão realizados na sede do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. O trabalho está ligado a linha de pesquisa denominada **Análise da Dissipação de Energia em Estruturas Hidráulicas**.

Conforme expresso na Lei n. 9.991, de 24 de julho de 2000, é determinado que as empresas concessionárias e autorizadas de geração de energia elétrica, devem investir em programas de pesquisa e desenvolvimento desse setor, no mínimo um por cento de sua receita operacional líquida anual. A obrigatoriedade na aplicação desses recursos está prevista nos contratos de concessão, cabendo à Agência Nacional de Energia Elétrica regulamentar o destino de 40% desse montante, devendo avaliar e aprovar as condições para a execução das pesquisas e acompanhar seus resultados (BRASIL, 2000). No caso, a empresa contratante do projeto de pesquisa em que o autor está envolvido é a Dona Francisca Energética S/A.

2 MÉTODO DE PESQUISA

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa deste trabalho é: como se caracteriza os esforços hidrodinâmicos à jusante de um vertedouro em degraus?

2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal deste trabalho é a caracterização de como age a macroturbulência do escoamento ao longo da estrutura da bacia de dissipação à jusante de um vertedouro em degraus.

2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários deste trabalho são:

- a) definição da influência do vertedouro em degraus nas estruturas de dissipação de energia no pé do vertedouro;
- b) determinação dos níveis de jusante do ressalto hidráulico;
- c) estimativa das pressões extremas, com dada probabilidade de ocorrência, à jusante do vertedouro em degraus.

2.3 PRESSUPOSTOS DA PESQUISA

Na realização de ensaios desse tipo, admite-se que há efeitos de laboratório, mesmo que imperceptível, nos dados experimentais obtidos. Isto se deve às características específicas da instalação de cada laboratório e do problema inerente de modelagem. Assim, é necessária a comparação e calibração, com os estudos já existentes sobre modelos semelhantes, para melhor consistência das informações extraídas sobre o modelo físico da pesquisa em questão.

2.4 DELIMITAÇÕES DA PESQUISA

O estudo abrange vertedouros em degraus com inclinação de 53,13 graus (relação espelho/patamar de 1:0,75), com espelho de 6 cm e patamar de 4,5 cm. Envolvendo um protótipo de similaridade geométrica de no máximo dez vezes a dimensão do modelo a fim de se minimizar os efeitos de escala. Na faixa de vazões específicas ensaiadas, tem-se regime de escoamento deslizante sobre turbilhões em sub-regime de recirculação nos degraus.

2.5 LIMITAÇÕES DA PESQUISA

Como o medidor de vazão eletromagnético informa uma vazão que flutua desordenadamente em torno de uma média, as vazões utilizadas na análise dos dados foram determinadas pela média entre a máxima e mínima vazões obtidas no leitor do medidor de vazão magnético. Cabe salientar que, de fato, ocorreu a permanência estável da vazão nesse valor médio durante os períodos dos ensaios.

As tomadas de pressão foram instaladas no eixo central do canal ao longo do modelo, a fim de minimizar as perturbações das paredes laterais. Ainda, foram feitas medições discretizadas por meio de 20 transdutores de pressão ao longo da bacia.

Como a visualização do escoamento é momentânea, pode não representar o comportamento médio, ou extremo, dependendo do que está referindo. Isso torna esse tipo de amostra com certo grau de subjetividade.

2.6 DELINEAMENTO

A pesquisa foi programada em dois semestres, desenvolvendo-se o trabalho conforme diagrama de dependências expresso na figura 1. Na realização do trabalho, buscou-se informações bibliográficas durante todo as suas etapas, desde a calibração dos equipamentos, até a análise final dos dados obtidos.

A calibragem dos equipamentos ocorreu antes do período de realização dos ensaios e aquisição de dados. Os dados obtidos, foram regularmente analisados para verificação de sua consistência. Nos casos em que se verificou o contrário, propôs-se o motivo dessa inconsistência, retomando-se o processo. Com a satisfação de representatividade das amostras coletadas, teve-se a base para formular e obter conclusões.

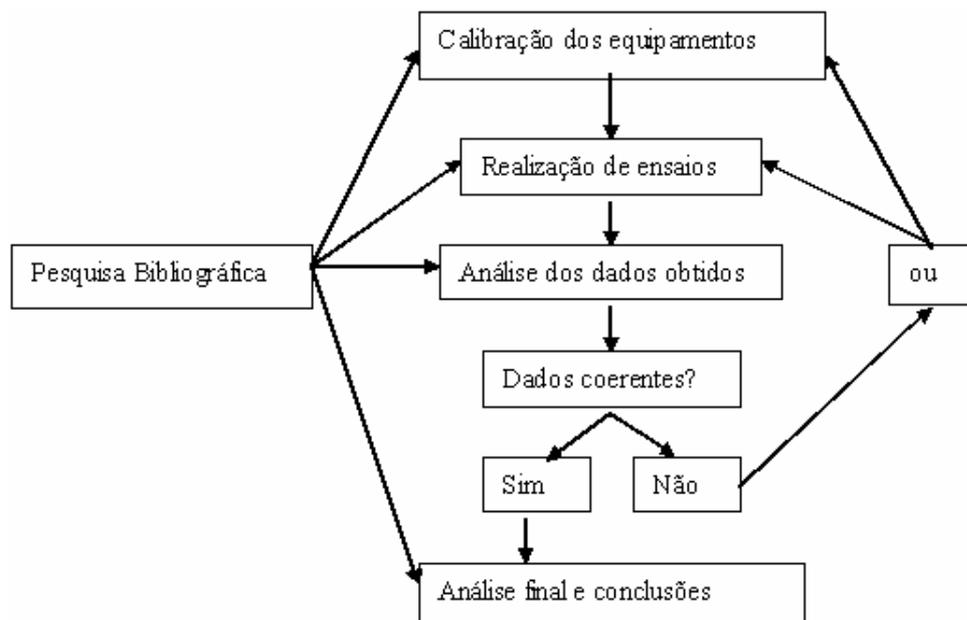


Figura 1: diagrama de dependência das etapas da pesquisa

3 CONTEXTO DA PESQUISA

Neste capítulo é feita uma revisão na bibliografia que mostra desde a abrangência do uso de vertedouros em degraus em projetos de barragens, até as características do escoamento em bacias de dissipação à jusante, focalizando-se nas seções que contextualizam o presente estudo. Posteriormente será aplicada esta conceituação adquirida, nas análises feitas e em conclusões posteriores.

3.1 BARRAGENS: EXECUÇÃO EM CONCRETO COMPACTADO A ROLO

A técnica do **concreto compactado a rolo** (CCR) pode ser empregada na execução de barragens e é a grande facilitadora da execução de vertedouros com calha em degraus. Conforme coloca Medeiros (2008), esse método consiste em compactar camadas de concreto de consistência seca, que pode ser produzido, transportado, espalhado e compactado, com equipamentos normalmente utilizados em serviços de terraplenagem. Estas barragens, portanto, são estruturas de gravidade formadas por diversas camadas horizontais de concreto com baixo teor de cimento, as quais, possuem dimensões que dão origem aos degraus vistos na fachada pré-acabada. Assim, o vertedouro não precisa de uma estrutura auxiliar à barragem, usando a sua própria fachada de jusante, que é revestida estrategicamente conforme a área de localização do vertedor. O revestimento de concreto da calha tem maior resistência que a base de CCR e recebe armadura, no intuito de ser estável e passível de manutenção após descargas prolongadas.

Conforme Millan (1993¹ apud SIMÕES, 2008, p. 6), “O emprego do CCR na construção de barragens normalmente resulta em uma importante economia em relação a aquela de concreto convencional e em alguns casos, até mesmo em relação às de terra e enrocamento.”. Na figura 2, é mostrada a barragem de *Les Olivettes*, que segue esse padrão: vertedouro em degraus posicionado e executado, com um revestimento sobre a fachada de jusante da barragem.

¹ MILLAN, A. N. **Estruturas hidráulicas adaptadas a barragens de concreto compactado a rolo (CCR)**. 1993. 115 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica. Universidade de São Paulo, São Paulo.

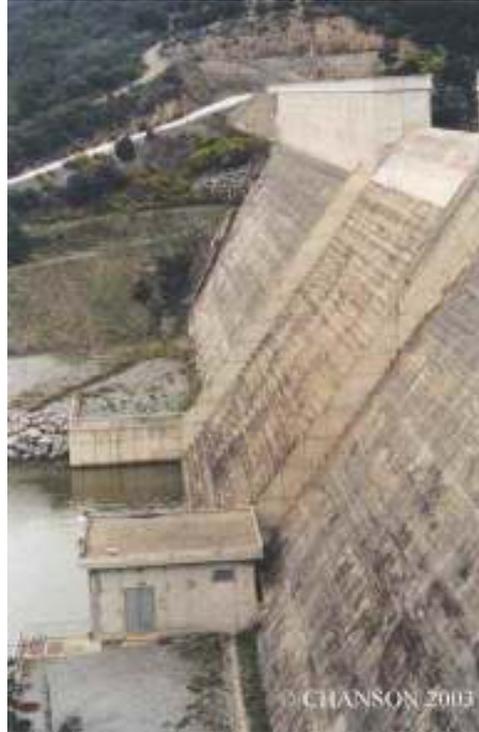


Figura 2: vertedouro com calha em degraus (CHANSON, 2003)

3.2 DIFERENTES FORMAS DE ESTRUTURAS COM MACRO-RUGOSIDADES

Existem inúmeras estruturas na bibliografia, estudadas como diferentes meios de dissipar energia ao longo da calha. São citadas como exemplo as rampas com blocos (figura 3) e as rampas com travessas (figura 4). Sendo importante salientar que algumas tem utilização limitada a pequena vazão por unidade de largura e regiões onde não se forme gelo, nem se preveja material flutuante com dimensões significativas, além de estarem sujeitas a uma vazão máxima admissível que resultaria na possibilidade de cavitação nas saliências (UNITED STATES OF AMERICA, 1987, p. 360).



Figura 3: rampas com blocos (adaptado de PETERKA, 1964)



Figura 4: rampas com travessas (adaptado de MORRIS, 1968)

3.3 VERTEDOURO EM DEGRAUS

3.3.1 Diferentes configurações de vertedouros em degraus

Os barramentos em CCR detêm, em geral, o vertedor incorporado a eles, diferente das barragens em terra e rocha que requerem a construção de uma estrutura auxiliar especialmente para este fim. Entre as inúmeras configurações possíveis de vertedouros em degraus, também são classificados dessa forma os vertedouros de gabião e os vertedouros com patamares em bacia. Nas figuras 5 e 6 respectivamente, o primeiro está posicionado em uma barragem de terra, e o segundo é constituído por um leito de enrocamento com cortinas de concreto.



Figura 5: vertedouro de gabião (GONZALEZ et al., 2005, p. 4)



Figura 6: vertedouro com patamares em bacia (CHANSON, 1998, p. 16)

Outra configuração usada é o intertravamento de elementos de concreto ao longo da calha do vertedor, formando os degraus vistos na figura 7.

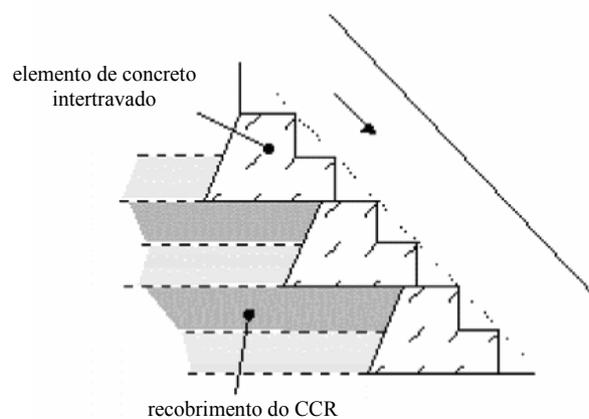


Figura 7: elementos de concreto intertravados (adaptado de CHANSON, 1997, p. 6)

3.3.2 Regimes de escoamento

O escoamento sobre vertedouros em degraus pode ser dividido em dois regimes: o de escoamento em quedas sucessivas (*nappe flow*) e o de escoamento deslizante sobre turbilhões (*skimming flow*) (SANAGIOTTO, 2003, p. 6).

Chanson (2001, p. 233) mostra a zona de transição entre os dois regimes (figura 8), a qual, está expressa na razão entre a altura de escoamento crítica e a altura dos degraus e na razão entre a altura dos degraus e o comprimento dos patamares dos degraus, no eixo das ordenadas e no das abcissas, respectivamente. Em uma breve interpretação desse gráfico, pode-se manter a geometria dos degraus constante (altura e comprimento do patamar dos degraus), e variar a vazão, que é diretamente proporcional à altura crítica de escoamento. Com isso, verifica-se que o regime de escoamento deslizante sobre turbilhões ocorre para maiores descargas, diferente do regime de escoamento em quedas sucessivas, característicos de baixas vazões relativas às dimensões dos degraus. Outra informação retirada do gráfico, é que, quanto maior o comprimento do patamar em relação à altura dos degraus, ou seja, para inclinações menores, tem-se uma aproximação do regime de escoamento em quedas sucessivas, isso para vazão de escoamento e altura dos degraus constantes.

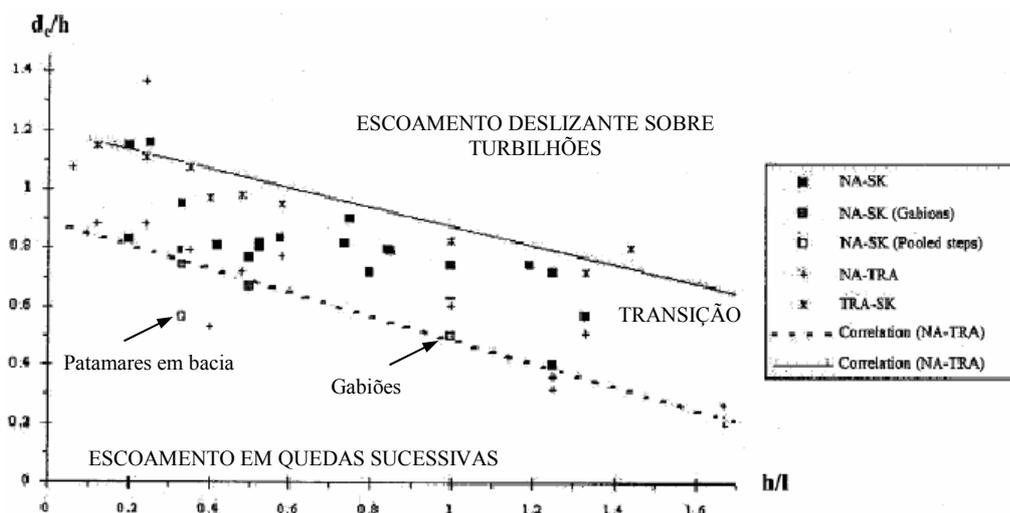


Figura 8: zonas de separação dos regimes (adaptado de CHANSON, 2001, p. 233)

Conforme importante observação de Chanson (2002² apud SIMÕES, 2008, p. 25), “[...] o escoamento em quedas sucessivas apresenta uma cavidade sob a lâmina vertente ocupada com ar [...]. Se esse espaço não for devidamente ventilado, a pressão no seu interior certamente atingirá valores inferiores à pressão atmosférica provocando oscilações no jato.”.

Em relação à situações de transição entre regimes, Simões (2008, p. 52), adverte que o projeto de vertedouros ou canais em degraus, deve ser elaborado de modo que o mesmo não opere submetido ao regime de transição, devido à difícil determinação dos esforços atuantes na estrutura, submetendo-se a um rigoroso estudo experimental e/ou numérico. O autor lembra que se o vertedor é projetado para funcionar em escoamento deslizante sobre turbilhões sem o uso de comportas, será inevitável a ocorrência do regime de transição para vazões inferiores à de projeto. Em casos como este, Chanson (2002³ apud SIMÕES, 2008, p. 52) recomenda que estudos em modelos físicos sejam conduzidos para avaliação dos esforços considerando toda a faixa de vazões dentro da área atuante deste regime, e que nunca se opere uma estrutura vertedoura com alta vazão (próxima a de projeto), neste estado de regime.

O regime de escoamento deslizante divide-se em três sub-regimes, influenciados basicamente pela inclinação da calha. São eles:

- a) o sub-regime de interferência esteira-degrau;
- b) de interferência esteira-esteira;
- c) e o de recirculação nos degraus.

Em baixas declividades, ou seja, o patamar dos degraus maior a aproximadamente duas vezes a dimensão do espelho, tem-se o primeiro sub-regime citado; para uma declividade em torno de 27° (1V:1,96H) se dá o segundo, conforme Sanagiotto (2003, p. 8-9), já para o caso estudo, de 53,13° (1V:0,75H), o escoamento está em sub-regime de recirculação nos degraus.

O regime de escoamento em quedas sucessivas caracteriza-se por uma sucessão de quedas livres seguidas por ressalto hidráulico plena ou parcialmente desenvolvido, conforme

² CHANSON, H. The hydraulics of stepped chutes and spillways. **The Netherlands:** A. A. Balkema Publishers, p. 384, 2002.

³ op. cit.

Chanson (1994⁴ apud SANAGIOTTO, 2003, p. 6), no qual a dissipação de energia ocorre também no atrito com o ar. Já no regime de escoamento deslizante, Chanson (1994⁵ apud SANAGIOTTO, 2003, p. 8) observou a formação de um pseudo fundo formado pelos cantos externos dos degraus. Nessa fronteira, pode-se considerar que não há transgressões de linhas de escoamento da cavidade dos degraus com o fluxo principal e os vórtices, então aprisionados nessa cavidade, são mantidos através de esforços cisalhantes do escoamento principal à zona turbilhonar. O fluxo principal e os vórtices que caracterizam o regime de escoamento deslizante podem ser vistos na figura 9. Foi determinada por Arantes (2005, p. 72) utilizando-se um programa de fluidodinâmica computacional (CFD).

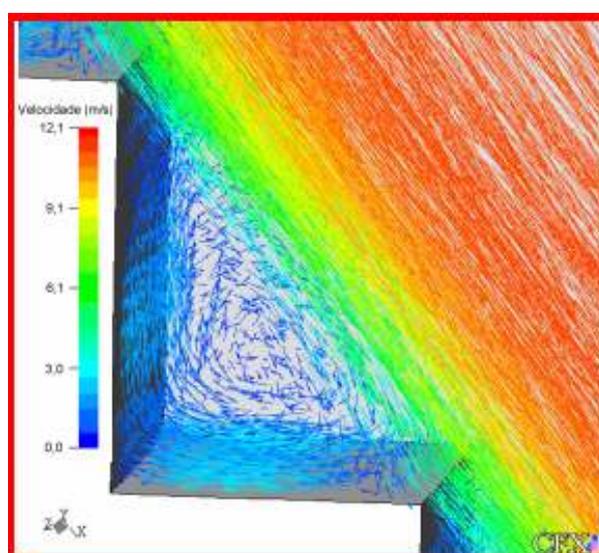


Figura 9: camada cisalhante (ARANTES, 2007, p. 72)

Segundo Sanagiotto (2003, p. 77), a dissipação de energia é maior em regime de quedas sucessivas, para uma dada vazão de escoamento do que se em regime de escoamento deslizante. Mas se tratando de um grande barramento e vazões correspondentes ao pico de uma enchente, pode ficar inviável esperar esse tipo de regime, sobretudo pela baixa declividade da calha vertente e o comprimento elevado do patamar dos degraus necessários para que isso ocorra. Para a obtenção de um regime de quedas sucessivas, perde-se a vantagem dos degraus formados pela técnica do CCR além de que, a barragem deverá deter um volume de preenchimento elevado.

⁴ 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, 1994.

3.3.2.1 Regiões formadas em um regime de escoamento deslizante

As diferentes regiões formadas em um regime de escoamento deslizante, ao longo da calha do vertedouro em degraus, a partir do perfil Creager, são as zonas sem aeração do fluxo, de escoamento gradualmente variado e de escoamento uniforme. Esta última região tem aeração total do fluxo, o qual tende a permanecer com a altura constante, isto é, a inclinação do pseudo fundo é a mesma do escoamento deslizante devido ao equilíbrio de ganhos e perdas de energia (CHANSON, 1994⁵ apud SANAGIOTTO, 2003, p. 15).

A posição de início da aeração se desloca para jusante com o aumento da vazão específica, para uma mesma altura de degrau e inclinação de calha, conforme constatado por Tozzi (1992⁷ apud SIMÕES, 2008, p. 67-68) em suas observações experimentais. O referido autor também observa que para uma vazão constante, o início da aeração se desloca para jusante à medida que a altura do degrau decresce, evidenciando a influência da dimensão dos degraus, ou macro-rugosidade da calha vertedoura, na geração de turbulência.

É vista na figura 10, publicada por Chanson (2001, p. 232), a camada limite de separação do fluxo turbulento do fluxo de escoamento ideal, nesse último, pode-se considerar que não há dissipação de energia, isto é, a energia potencial é transformada integralmente em energia cinética. Causa da macro-rugosidade criada na soleira, a água vertente é induzida a um ponto de início de aeração (*point of inception of air entrainment*), devido à turbulência que é projetada dos degraus até a superfície livre da água. Na zona de escoamento uniforme, o fluxo de água escoar em forma bifásica: ar-água, onde se tem uma menor flutuação de pressões junto aos degraus. Nessa zona, Sanagiotto (2003, p. 2), explica que o concreto sofre menores níveis de desgaste, diferente da parte onde o escoamento não é aerado, que tem maior possibilidade de cavitação. Alerta que este é um fator que merece mais atenção na medição de pressões devido à ocorrência de certos níveis de pressão negativas.

As regiões formadas em um regime de escoamento deslizante podem ser identificadas na figura 10, onde a zona de escoamento gradualmente variado inicia quando há o encontro da

⁵ CHANSON, H. Hydraulics of skimming flows over stepped channels and spillways. **Journal of Hydraulic Research, IAHR**, Delft, v. 32, n. 3, p. 445-460, 1994.

⁶ CHANSON, H. Hydraulic design of stepped cascades, channels, weirs and spillways. **Pergamon, Oxford**, UK, p. 261, Jan., 1994.

⁷ TOZZI, M.J. **Caracterização/comportamento de escoamentos em vertedouros com paramento em degraus**. 302 f. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992.

camada limite à superfície livre da água, levando à incipiência de ar no interior do escoamento. Essa região tem fim quando o escoamento bifásico encontra o pseudo fundo da soleira macro-rugosa (CHANSON, 2001, p. 232).

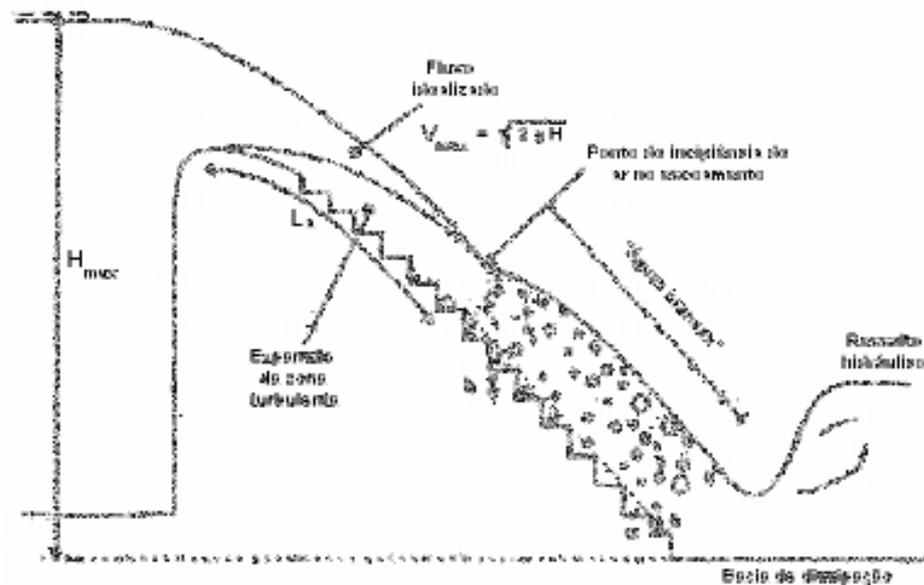


Figura 10: regiões formadas em um regime de escoamento deslizante (adaptado de CHANSON, 2001, p. 232)

3.3.2.2 Definição da posição de início da aeração

Gomes (2006, p. 20) comenta sobre a importância na identificação da posição do início da aeração:

É a partir dessa posição que o escoamento adquire características turbulentas necessárias para a maior eficiência no processo de dissipação, bem como participa ativamente da modificação das intensidades dos esforços hidrodinâmicos captados pelos sensores piezoresistivos nas soleiras dos degraus.

Sanagiotto (2003, p. 60) propôs uma equação, que foi calibrada com outros autores, para a determinação da posição do início da aeração no escoamento (L_a), e para a profundidade do escoamento no ponto do início da aeração (h_a):

$$L_a = k \cdot 9,7721 \cdot F^{*0,7014} \quad (\text{equação 1})$$

$$h_a = k \cdot 0,3965 \cdot F^{*0,5975} \quad (\text{equação 2})$$

em que o número adimensional de Froude rugoso é definido por:

$$F^* = \frac{q}{\sqrt{g \cdot k^3 \cdot \text{sen}(\alpha)}} \quad (\text{equação 3})$$

onde g , é a aceleração da gravidade, q , é a vazão específica, dada em (m²/s), e k , é a altura de rugosidade, que pode ser vista na figura 11, e é definida por:

$$k = h \cdot \cos(\alpha) \quad (\text{equação 4})$$

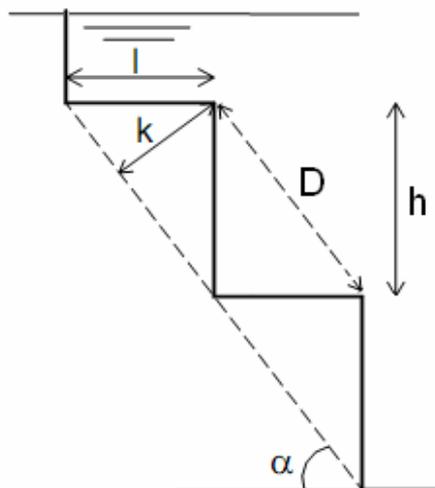


Figura 11: dimensões básicas da calha em degraus
(adaptado de SANAGIOTTO, 2003, p. 10)

A distância do início do desenvolvimento da camada limite à posição longitudinal no vertedouro (L) é observada na figura 12.

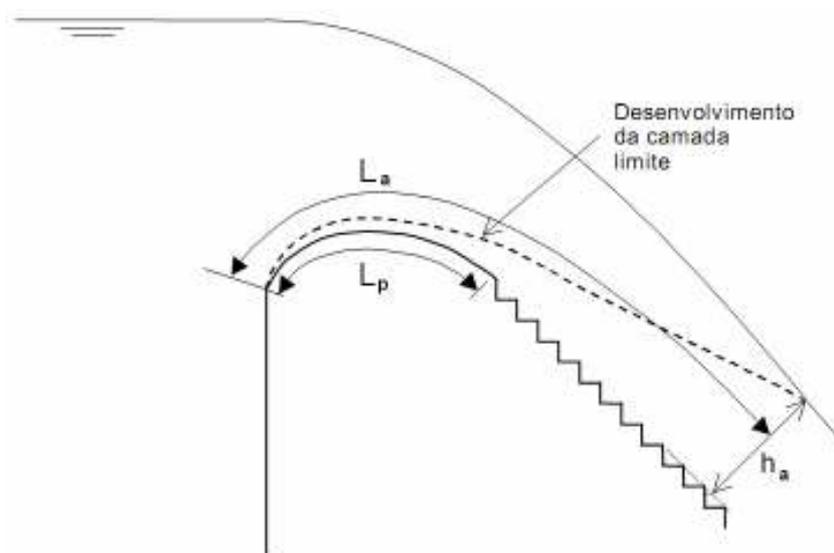


Figura 12: definição da posição de início da aerção, quando a camada limite atinge a superfície livre (adaptado de SANAGIOTTO, 2003, p. 17)

3.3.3 Dissipação de energia

Como as barragens suportam uma elevada altura de água que deve ser direcionada à jusante, deve-se despender esforços para promover dissipação de energia, a fim de proteger o pé da barragem e a própria estrutura do vertedor quanto à erosão, devido às pressões d'água. Como explica Sanagiotto (2003, p. 1), a execução da calha do vertedouro em degraus aumenta a dissipação da energia cinética durante a queda, que é oriunda da energia potencial, diminuindo as dimensões de estrutura de dissipação à jusante do vertedouro.

O projeto de vertedouros em degraus permite dissipar parte significativa da queda bruta ao longo da calha em degraus, o que permite reduzir a dimensão da bacia de dissipação em 10 a 30% do comprimento, em relação à um vertedouro de calha lisa (PEYRAS et al., 1991⁸ apud RELVAS; PINHEIRO, 1998, p. 7). Os vertedouros em degraus, em comparação aos vertedouros de calha lisa, apresentam como vantagens a redução das velocidades ao longo da

⁸ PEYRAS, L., ROYET, P., DEGOUTTE, G. Ecoulement et dissipation sur les déservoirs en gradin de gabions. *Journal La Houille Blanche*, n. 1, p. 37-47, 1991.

calha e a entrada de quantidades de ar que conduzem a menores níveis de desgaste no concreto (SANAGIOTTO, 2003, p. 2).

Na figura 13 é apresentado um gráfico comparativo de dissipação de energia ao longo da calha entre vertedouros de calha lisa e calha macro-rugosa. Os seus componentes estão adimensionalizados assim: no eixo das ordenadas, tem-se a razão entre a variação de perda de carga e a carga máxima da barragem, ou máxima altura de água a montante; isso em função do percurso que segue da crista do vertedouro até o ponto de deságue, que está expresso na forma da razão entre a altura da barragem e a altura crítica de escoamento. Dessa forma, mensurada por Chanson (1993, p. 27), nota-se que a dissipação de energia causada pela macro-rugosidade, interpretada pelos degraus, é superior em relação a energia dissipada pela turbulência oriunda da micro-rugosidade do concreto, isso ao longo de toda a calha dos respectivos vertedouro de calha em degraus (*stepped spillway*) e vertedouro de calha lisa (*smooth spillway*).

A variação de perda de carga é obtida da diferença entre o ganho de energia cinética, oriunda da energia potencial, e a perda de energia causada pela turbulência imposta ao escoamento. Na figura 13, apresentada por Chanson (1993, p. 27), é mostrado também que, para menores vazões de escoamento, ou seja, valores da altura crítica de escoamento menores para uma mesma altura constante da barragem, há uma tendência a que se atinja primeiro, ao percorrer à calha, o equilíbrio entre ganho e perda de energia. Isso se dá quando a variação de perda de carga se torna constante e é válido desde que a dissipação de energia seja causada pela rugosidade da soleira e regida pelo regime de escoamento que a considera como tal.

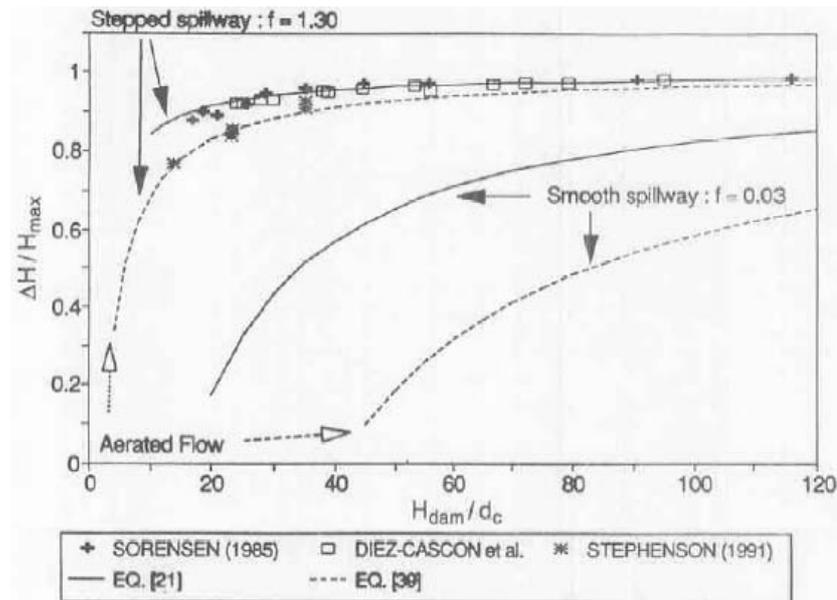


Figura 13: dissipação de energia ao longo da calha (CHANSON, 1993, p. 27)

Por se tratar de um aspecto de grande importância prática, desenvolveu-se diversas metodologias para a avaliação da energia dissipada ao longo da calha de vertedouros em degraus. Tozzi (1992⁹ apud SIMÕES, 2008, p. 97-98), por exemplo:

[...] visando à determinação da energia residual nos extravasores em degraus, utilizou diferentes métodos. O primeiro deles consistiu na medição do conjugado subcrítico de um ressalto hidráulico formado à jusante do modelo reduzido do vertedor em degraus, para posteriormente calcular o conjugado supercrítico e assim estimar a energia residual. Uma segunda metodologia apresentada [...] consistiu na determinação do perfil da lâmina d'água ao longo do canal em degraus, para posteriormente calcular a energia residual no pé do extravasor.

Sanagiotto (2003, p. 77), concluindo sobre a dissipação de energia em relação à energia a montante do vertedouro em degraus, explica da importância de ser verificado no projeto o comprimento efetivo em que o escoamento está aerado, pois se o mesmo não for significativo, é possível que a bacia de dissipação à jusante fique da mesma grandeza, do que se fosse à jusante de um vertedouro de calha lisa. Por isso, as situações mais econômicas para um vertedouro em degraus, são aquelas em que se tem esse comprimento efetivo, acarretando em calhas de maior rugosidade para vazões elevadas.

⁹ TOZZI, M.J. **Caracterização/comportamento de escoamentos em vertedouros com paramento em degraus**. 1992. 302 f. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos.

Matos (1999¹⁰ apud GOMES, 2006, p. 39), apresenta um estudo do efeito de aeração do escoamento, no processo de redução do seu fator de resistência. Chanson (2000, p. 1) cita a relação entre as bolhas de ar imersas no fluxo, na redução da tensão cisalhante entre os macrovórtices. Segundo Simões (2008, p. 61), essa redução na resistência oferecida ao escoamento, tem sido estudado por diversos pesquisadores e implica diretamente no dimensionamento de bacias de dissipação, situadas à jusante de vertedouros em degraus.

3.3.4 Estudo da pressão ao longo da calha

Em seu extenso trabalho de determinação de campo de pressões e condições de incipiência à cavitação, GOMES (2006, p. 51), pondera:

O campo de pressão reflete as características locais do escoamento e, portanto, apesar de apresentar um padrão comportamental similar dentro das diversas cavidades num vertedouro, sua quantificação está diretamente associada às velocidades e à quantidade de ar presente no escoamento, dentre outras características.

Resultados apresentados por Amador (2005¹¹ apud GOMES, 2006, p. 34), conduziram à identificação da fronteira do pseudofundo como àquela sujeita às maiores energias cinéticas turbulentas. As extremidades externas das soleiras dos degraus são responsáveis pela geração intensa de turbulência, causando a separação da camada limite e propagação de uma camada cisalhante turbulenta no interior da cavidade. Concluindo a análise, o autor indica que as extremidades externas dos patamares estão sujeitas aos maiores desvios padrão das velocidades junto à soleira. Justificada por Gomes (2006, p. 34), a elevada flutuação de pressão em seu trabalho nessa região, coincide com o impacto do jato tanto quanto as intensidades turbulentas. Ele ainda registrou em seu trabalho, pressões negativas extremas significativas no paramento horizontal, praticamente da mesma magnitude verificada nos espelhos.

¹⁰ MATOS, J. S. G. **Emulsão de ar e dissipação de energia do escoamento em descarregadores em degraus**. 1999. 472 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil: Hidráulica). – Instituto Técnico Superior. Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

¹¹ AMADOR, A. **Comportamiento Hidráulico de los Aliaderos escalonados em presas de hormigón compactado**. 2005, 244 f. Tese (Doutorado) – Escola Técnica Superior de Caminhos, Canais e Portos. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

Gomes (2006, p. 52), citando Matos et al. (2000)¹², Sánchez-Juny e Dolz (2002)¹³, Amador et al. (2004)¹⁴ e Amador (2005)¹⁵, conclui que há um consenso na comunidade científica que as menores pressões médias estão posicionadas nos trechos superiores dos espelhos dos degraus e, as maiores, nos trechos externos dos patamares. Também é observado que as maiores flutuações de pressão estão situadas nas posições acima mencionadas. Com relação aos esforços mais críticos registrados ao longo da calha, sabe-se, atualmente, que estão associados à região próxima ao afloramento da camada limite. Além disso, observaram que as pressões médias aumentam com o acréscimo de vazão para um mesmo degrau analisado, tanto no espelho quanto no patamar.

O estudo de pressões ao longo dos degraus, principalmente na região próxima ao afloramento da camada limite, não aerada, é um dos fatores que merece mais atenção, devido à possibilidade de cavitação, na ocorrência de certos níveis de pressões negativas (SANAGIOTTO, 2003, p. 2). Buscando uma solução a isso, Fernández (1994)¹⁶ apud GOMES, 2006, p. 54-55) verificou o comportamento de linha de água e do campo de pressões resultante da introdução de um aerador nos primeiros degraus e paredes laterais convergentes no vertedouro. Os resultados obtidos nesse estudo pioneiro, mostraram que a implementação desse dispositivo de aeração não alterou significativamente o valor das pressões positivas e negativas registradas nos degraus, deixando essa linha de pesquisa em aberto. Ainda especulou a possibilidade de que a convergência lateral do vertedouro, retardase o crescimento da camada limite e, portanto, do desenvolvimento de um campo de pressões crítico.

¹² MATOS, J. S. G.; QUINTELA, A.; RAMOS, C. M. Sobre a protecção contra erosão de cavitação em descarregadores de cheias em degraus. In: CONGRESSO DA ÁGUA, 5., 2000, Lisboa. **Anais...** Lisboa: APRH, 2000.

¹³ SÁNCHEZ-JUNY, M.; DOLZ, J. Characterization of the pressure field over a stepped spillway in roller compacted concrete dams. In: SYMPOSIUM ON RCC DAMS, 4., 2002, Barcelona. **Resumos...** Barcelona: Hydraulic, Maritime and Environmental Eng. Dept. UPC, 2002.

¹⁴ AMADOR, A.; SÁNCHEZ-JUNY, M.; DOLZ, J. SÁNCHEZ-TEMBLEQUE, F.; PUERTAS, J. Estudo experimental no campo de pressões e de velocidades num descarregador de cheias em degraus. In: CONGRESSO DA ÁGUA, 7., 2004, Lisboa. **Anais...** Lisboa: APRH, 2004.

¹⁵ AMADOR, A. **Comportamiento Hidráulico de los Aliaderos escalonados em presas de hormigón compactado**. 2005, 244 f. Tese (Doutorado) – Escola Técnica Superior de Caminhos, Canais e Portos. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

¹⁶ FERNÁNDEZ, F. M. Investigación en modelo hidráulico de un rebozadero escalonado. In: CONGRESSO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA, IAHR, 16., 1994, Santiago. **Resumos...** Santiago, 7 a 11 de novembro.

Olinger e Brighetti (2004¹⁷ apud SIMÕES, 2008, p. 94), assim como Tozzi (1992¹⁸ apud SIMÕES, 2008, p. 94), efetuaram medições de pressões médias e instantâneas, e constataram a ocorrência de pressões negativas nos espelhos dos degraus ensaiados. Os autores relatam que, quanto maior é a velocidade média do escoamento, mais negativas são as pressões. Entre outras conclusões, os autores comentam que as pressões médias negativas nos espelhos dos degraus são praticamente independentes do número de Froude. Por outro lado, determinaram que as pressões médias positivas, que ocorrem nos pisos dos degraus, variaram com o número de Froude. Ainda sobre esses estudos, Simões (2008, p. 94), comenta que as aquisições de flutuações de pressões instantâneas permitiram estabelecer as probabilidades de concorrência das subpressões que atingiram a pressão de vapor (da ordem de -9,5 a -10 mH₂O).

Segundo Arndt (1981¹⁹ apud GOMES, 2006, p. 61):

[...] a cavitação é o fenômeno dinâmico mais comum de ocorrer em escoamentos de líquidos com altas velocidades, que consiste na formação e subsequente colapso de bolhas de vapor. O colapso é muito rápido e origina ondas de choque de alta pressão, as quais, por efeito mecânico, provocam danos às superfícies.

Gomes (2006, p. 61) indica que esse fenômeno pode ser contido, ou atenuado, caso se estabeleçam critérios e/ou procedimentos mitigadores na análise de risco de cavitação, como o estudo de velocidades e pressões extremas, bem como a aeração natural ou forçada. O autor acrescenta que a severidade do dano está diretamente associada à intensidade da cavitação e seu tempo de atuação.

Estudando flutuações de pressões em bacias de dissipação por ressalto hidráulico, Lopardo et al. (1982²⁰ apud GOMES, 2006, p. 63-64), declaram que os modelos convencionais de Froude são incapazes de simular o fenômeno de cavitação fielmente. Segundo os autores, evidências mostraram que o fenômeno só pode ser identificado quando o modelo e o protótipo

¹⁷ OLINGER, J. C.; BRIGHETTI, G. Distribuição de Pressões em Vertedouros em Degraus. **RBRH**: Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 9, n. 1, p. 67-83, jan/mar., 2004.

¹⁸ TOZZI, M.J. **Caracterização/comportamento de escoamentos em vertedouros com paramento em degraus**. 1992. 302 f. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos.

¹⁹ ARNDT, R. E. A. Cavitation in fluid machinery and hydraulic structures. In. ANNUAL REVIEW OF FLUID MECHANICS, 13., 1981, Minneapolis. **Resumos...** Minneapolis: University of Minnesota, St. Anthony Falls Hydraulic Laboratory, 1981.

²⁰ LOPARDO, R. A.; DE LIO, J. C.; VERNET, G. F. Physical modeling on cavitation tendency for macroturbulence of hydraulic jump. **BHRA**: International Conference on the Hydraulic Modelling of Civil Engineering Structures, C. 3, p. 109-121, 1992.

trabalharem na mesma faixa de velocidade. As principais incertezas e limitações decorrentes da adoção dessa metodologia são:

- a) se o modelo mostrar cavitação em um determinado ponto, o campo de pressão ao redor desse ponto pode não ser real;
- b) se o modelo mostrar tendência à cavitação não é possível avaliar os danos na estrutura do protótipo;
- c) se a pressão mínima está localizada no interior do fluido (afastado da parede), a tendência à cavitação não pode ser determinada;
- d) a vibração induzida pela cavitação não pode ser simulada em modelos com semelhança de Froude.

Citados por Gomes (2006, p. 61-62), Peterka (1953)²¹, Russell e Sheehan (1974)²² realizaram experimentos em superfícies de concreto e mostraram que concentrações de ar entre 1 e 2% junto à fronteira sólida reduziram substancialmente a erosão por cavitação, e que acima de 5-7%, não foi observado nenhuma erosão. Pinto (1988²³ apud SIMÕES 2008, p. 90-91) explica que:

Isto deve-se ao fato da mistura ar-água possuir certa compressibilidade, de modo que o efeito amortecedor do gás não dissolvido é capaz de absorver a energia liberada no colapso das bolhas. Ainda, na mistura ar-água a celeridade das ondas de choque é reduzida, e, conseqüentemente, é menor o impacto sobre o contorno sólido.

Segundo Lopardo et al. (1982²⁴ apud SIMÕES, 2008, p. 94), a cavitação na bacia de dissipação pode ocorrer se a probabilidade de ocorrência das pressões de vapor atingir 1%, em termos de frequência. Seguindo tal conclusão, Olinger e Brighetti (2004²⁵ apud SIMÕES, 2008, p. 94) estabeleceram um critério de projeto que permite a definição do risco de incipiência de cavitação nos degraus localizados na região não aerada do escoamento. Para tanto os mesmos apresentaram pressões instantâneas com probabilidade de ocorrência de 1%

²¹ PETERKA, A. J. - The effect of entrained air on cavitation pitting. In. MINNESOTA INTERNATIONAL HYDRAULICS CONVENTION, 1953, Minneapolis. **Proceedings...** Minneapolis: IAHR / ASCE, 1935.

²² RUSSELL S. O.; SHEEHAN, G. J. Effect of entrained air on cavitation damage. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 1, 1974.

²³ PINTO, N. Noções básicas sobre cavitação e aeração em fluxos de alta velocidade: notas de aula, agosto de 1983. **AIPH**: Associação internacional de pesquisas hidráulicas, n.3, mai 1988.

²⁴ LOPARDO, R. A.; DE LIO, J. C.; VERNET, G. F. Physical modeling on cavitation tendency for macroturbulence of hydraulic jump. **BHRA**: International Conference on the Hydraulic Modelling of Civil Engineering Structures, C. 3, p. 109-121, 1992.

²⁵ OLINGER, J. C.; BRIGHETTI, G. Distribuição de Pressões em Vertedouros em Degraus. **RBRH**: Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 9, n. 1, p. 67-83, jan./mar., 2004.

e 2% e comentaram que a diferença entre 1% e 2% pouco alterou o critério, devido à precisão dos resultados. Posteriormente, seguindo nessa linha de estudo, Lopardo (1996²⁶ apud GOMES, 2006, p. 64), comparando dados de pressões entre protótipo e modelo de Froude, recomendou o uso das pressões extremas mínimas com probabilidade de 0,1% de ocorrência de valores inferiores para identificar processos de incipiência à cavitação.

Lopardo (1996²⁷ apud GOMES, 2006, p. 94) recomendou pressões com probabilidade de 0,1% de ocorrência de valores inferiores ($P_{0,1\%}$) para a identificação de incipiência à cavitação em bacias de dissipação por ressalto hidráulico. Amador (2005²⁸ apud GOMES, 2006, p. 94) também empregou essas pressões, bem como as com probabilidade de 99,9% de ocorrência de valores inferiores ($P_{99,9\%}$) para determinação do limite superior. Assim sendo, foi considerado por Gomes (2006, p. 132-133) a pressão $P_{0,1\%}$ igual a -10,09 m.c.a. (tensão relativa de vapor da água pura a 20°C ao nível do mar), para o limite de incipiência à cavitação.

3.3.5 Aeração do escoamento

A importância da aeração a fim de se evitar cavitação em vertedouros em degraus, é comentada por Simões (2008, p. 60-61):

A água, fluido praticamente incompressível em grande parte das aplicações da engenharia hidráulica, a partir do ponto de início da aeração passa a ser uma mistura bifásica do tipo ar-água, cuja compressibilidade pode evitar os danos decorrentes da cavitação.

Um dos fenômenos que pode limitar o uso de vertedores em degraus é a cavitação. Pfister et al. (2006²⁹ apud SIMÕES, 2008, p. 139) destacam que além do risco de cavitação, a ocorrência de intensos respingos de água (spray). Este é um segundo fenômeno que pode

²⁶LOPARDO, R. A. Modelación física de flujo macroturbulento en estructuras hidráulicas, Apuntes de ingeniería. In. CONGRESO CHILENO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA, 13., 1996, Santiago. **Resumos...** Santiago: v. 19, n. 2, p. 5-20.

²⁷op. cit.

²⁸AMADOR, A. **Comportamiento Hidráulico de los Aliaderos escalonados em presas de hormigón compactado**. 2005, 244 f. Tese (Doutorado) – Escola Técnica Superior de Caminhos, Canais e Portos. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

²⁹PFISTER, M.; HAGER, W.H.; MINOR Hans-Erwin. Stepped chutes: pre-aeration and spray reduction. **International Journal of Multiphase Flow**, v. 32, n. 2, p. 269-284, 2006.

ocasionar alguns problemas, sobretudo quando o vertedor funciona com vazões menores que a de projeto em que se caracterize regime de transição. A ocorrência de spray é um incômodo para a Engenharia Hidráulica por várias razões, podendo-se mencionar, por exemplo, a possibilidade de erosão de maciços de terra adjacentes, a formação de névoas e estradas cobertas com gelo (em regiões frias), a perda de grande quantidade de água pela ação do vento e a necessidade de muros laterais elevados.

3.3.5.1 Aeradores

De acordo com Pfister et al. (2006³⁰ apud SIMÕES, 2008, p. 140) o princípio de funcionamento do modelo de aerador proposto (figura 14), pode ser entendido da seguinte forma: a cavidade formada entre espelho e o piso do primeiro degrau é dividida em uma zona com pressões positivas abaixo do aerador (devido à colisão do jato com o elemento separador) e uma segunda zona com pressões negativas acima do aerador. De acordo com os autores, sem o uso de tal elemento de separação seria necessário uma forte sucção para que o ar fosse arrastado satisfatoriamente.



Figura 14: modelo de aerador (PFISTER et al., 2006³¹ apud SIMÕES, 2008, p. 140)

Entre os resultados publicados pelos autores, encontram-se fotografias (figura 15) do modelo físico em funcionamento que correspondem às mesmas condições de ensaio, exceto pelo uso do aerador (fotografias à direita).

³⁰ PFISTER, M.; HAGER, W.H.; MINOR Hans-Erwin. Stepped chutes: pre-aeration and spray reduction. **International Journal of Multiphase Flow**, v. 32, n. 2, p. 269-284, 2006.

³¹ op. cit.

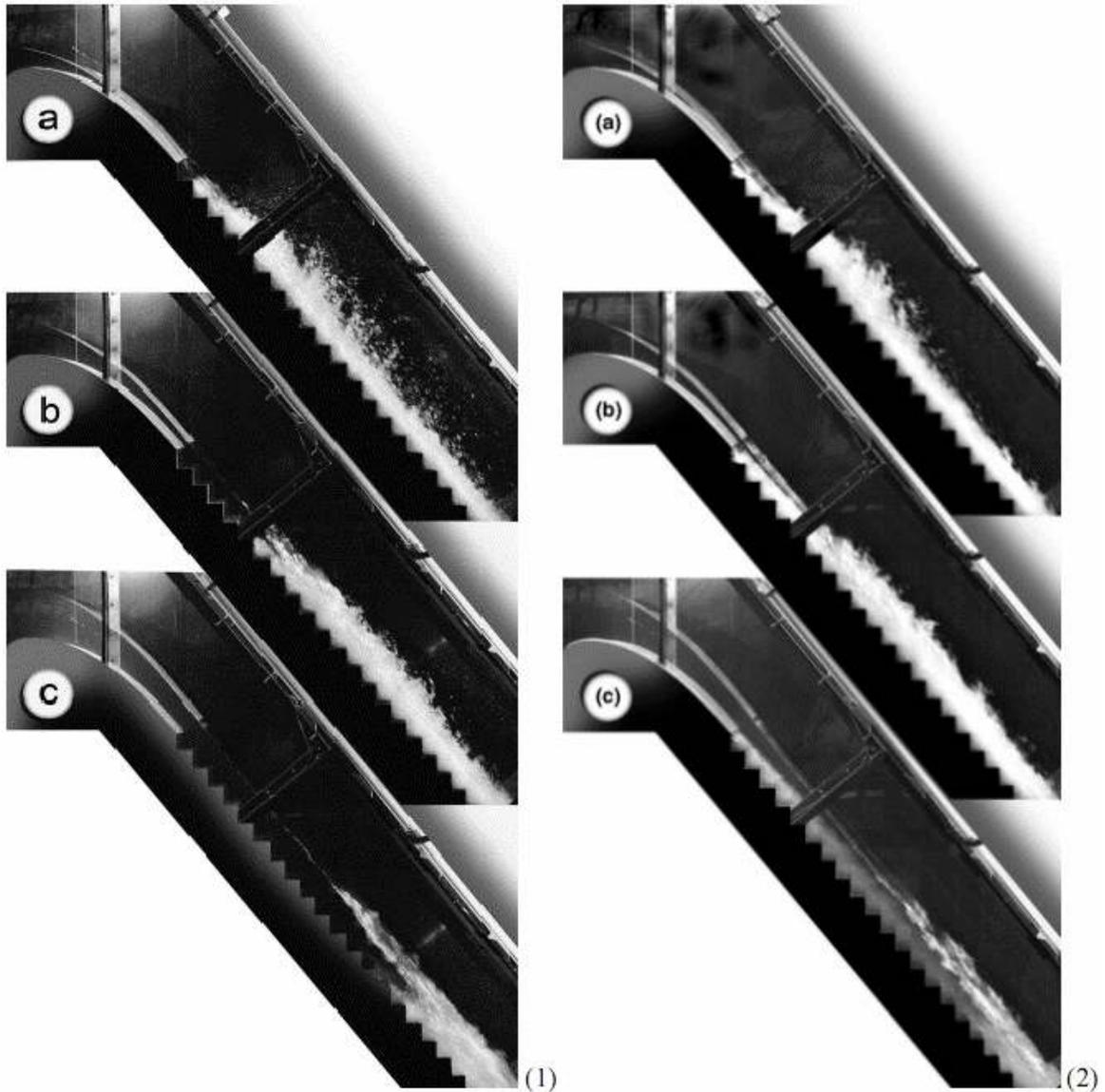


Figura 15: aerador em funcionamento
(PFISTER et al., 2006³² apud SIMÕES, 2008, p. 140).

3.3.5.2 Muros laterais do vertedouro

Para uma determinação segura da altura dos muros laterais confinantes do escoamento, no vertedouro em degraus, é necessário ter conhecimento do perfil da superfície livre do escoamento. Conforme descreve Simões (2008, p. 129-130), o escoamento deslizante sobre

³² PFISTER, M.; HAGER, W.H.; MINOR Hans-Erwin. Stepped chutes: pre-aeration and spray reduction. *International Journal of Multiphase Flow*, v. 32, n. 2, p. 269-284, 2006.

turbilhões revela que ao longo do paramento de jusante do vertedouro existem perfis do escoamento com características referentes a cada regime:

- a) nas proximidades da crista, o perfil da superfície livre é liso e bem definido com profundidades decrescentes em direção a base do vertedor;
- b) à jusante do ponto de incipiência da aeração, a superfície livre começa a ficar rugosa em função da incorporação de ar, de modo que as profundidades passam a crescer no sentido do escoamento;
- c) quando o escoamento atinge a máxima concentração de ar possível, o perfil médio fica constante.

Boes e Hager (2003, p. 677) recomendam que seja empregado um coeficiente de segurança, para a determinação da altura dos muros laterais, igual a 1,2 para barragens de concreto com paramento de jusante não propenso à erosão e 1,4 para situados em barragens de terra. Simões (2008, p. 44), complementa que a elaboração do projeto de um canal ou vertedouro em degraus envolve a determinação da altura dos muros laterais, que deve ser suficientemente alta para que não ocorra extravasamento lateral, devido o escoamento bifásico ar-água ter uma altura maior que a altura de água equivalente. Portanto, adota-se a profundidade do escoamento bifásico (ar-água) d_{90} , correspondente à posição vertical na qual a concentração de ar é igual a 90% para o cálculo da altura dos muros.

3.3.5.3 Comportamento do fluxo bifásico

Simões (2008, p. 74), explica que em um determinado fluxo contínuo, a concentração de ar é definida como a razão entre o volume de ar (Vol_{ar}) e o volume total da mistura ($Vol_{água} + Vol_{ar}$), de acordo com a equação 5. Estudos sobre vertedouros em degraus são abordados da mesma maneira, e através dessa definição, são feitos estudos para a determinação da lâmina real de água que escoar e altura do fluxo bifásico, dentre outras grandezas.

$$C = \frac{Vol_{ar}}{Vol_{\acute{a}gua} + Vol_{ar}} \quad (\text{equação 5})$$

A profundidade d_{90} que é a altura ortogonal do escoamento aerado correspondente a uma concentração de ar igual a 90%, sendo uma boa aproximação da superfície livre do escoamento. É acrescentado por Simões (2008, p. 75) que existem diferentes propostas, existindo trabalhos que consideraram d_{95} , d_{98} ou d_{99} .

Utilizando-se de equações para o cálculo da concentração média de ar no fluxo ao longo da calha do vertedouro (\bar{C}) e da profundidade d_{90} , é estimada a profundidade equivalente de água (d), fictícia. No presente estudo será usado a concentração média de ar no fluxo uniforme (\bar{C}_u), para o cálculo da profundidade equivalente de água no pé do vertedouro (d_1). Simões (2008, p. 75) indica a fórmula:

$$d = (1 - \bar{C}) \cdot d_{90} \quad (\text{equação 6})$$

Boes (2000 apud OHTSU et al., 2000, p. 947), Usou sondas de fibra ótica que permitem medições diretas de velocidade e distribuições de concentração de ar em fluxos bi fásicos altamente turbulentos. O conhecimento da concentração média de ar \bar{C}_u permite o cálculo da profundidade equivalente de água (d_1) no escoamento uniforme, que pode ser usada no teorema da quantidade de movimento para determinação da energia específica do fluxo.

Bindo et al. (1993³³ apud BOES, 2000, p. 25) espera concentração média de ar máxima possível ($\bar{C}_{u,max}$) menores que 0,60 para inclinações da ordem de 50°. Boes (2000, p. 135), apresentou uma equação empírica (7) para determinar a concentração de ar no escoamento plenamente desenvolvido ($\bar{C}_{u,max}$) em um vertedouro em degraus com inclinação de 50°:

³³ BINDO, M.; GAUTIER, J.; LACROIX, F. The Stepped Spillway of M'Bali Dam. **Water Power and Dam Construction**, v.45, n. 1, p. 35-36, jan., 1993.

$$\bar{C}_{u,\max} = 0,60 - 6,11 \times 10^{-3} \cdot F^* \quad (\text{equação 7})$$

e outra para o cálculo da profundidade d_{90} no escoamento aerado:

$$d_{90,u} = h \cdot 0,57 \cdot F^{*1/2} \quad (\text{equação 8})$$

onde o número adimensional de Froude rugoso é definido por:

$$F^* = \frac{q}{\sqrt{g \cdot k^3 \cdot \text{sen}(\alpha)}} \quad (\text{equação 9})$$

Matos (1999³⁴ apud GOMES, 2006, p. 26) ajustou equações de previsão da concentração média de ar no fluxo ao longo da calha do vertedouro (\bar{C}). Para a posição longitudinal adimensional ao longo da pseudo-soleira (s') maior que 30, ou seja, para regiões próximas ao pé do vertedouro, é empregada a seguinte equação:

$$\bar{C}_u = \left(0,888 - \frac{1,065}{\sqrt{s'}} \right)^2 \quad (\text{equação 10})$$

em que a posição longitudinal adimensional (s') é definida pela equação 11. Sendo que valores dessa posição maiores que zero, correspondem a um fluxo com forte aeração incipiente ao escoamento.

³⁴ MATOS, J. S. G. **Emulsão de ar e dissipação de energia do escoamento em descarregadores em degraus**. 1999. 472 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil: Hidráulica). – Instituto Técnico Superior. Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

$$s' = (L - L_a) / h_a \quad (\text{equação 11})$$

Então, pode-se aplicar a concentração média de ar máxima possível ($\bar{C}_{u,\max}$), conhecendo L_a e h_a , para estimar a posição L onde o escoamento atinge velocidade máxima. Para a determinação da posição s' no pé do vertedouro, temos que L é igual à soma dos seguintes itens:

- a) perímetro da ogiva do vertedouro até o primeiro degrau (L_p);
- b) o número de degraus vezes a diagonal das cavidades dos mesmos (D).

Meireles (2004³⁵ apud GOMES, 2006, p. 29), agrupando dados de Matos (1999³⁶, apud GOMES, 2006, p. 29), e através de medições experimentais de concentração de ar e perfis de velocidade, definiu uma equação (12) de previsão da profundidade equivalente de água (d) para vertedouros em degraus com declividades próximas a 1V:0,75H, e valores de h_c/h inferiores a 3, e outra fórmula para o cálculo de d (não explicitada aqui) mais representativa para valores superiores.

$$d = h_a \cdot (a + b \cdot \exp(-0,067 \cdot s')) \quad (\text{equação 12})$$

sendo a e b parâmetros da equação, a qual é função de h_a , h_c/h e s' :

³⁵ MEIRELES, I. O. C **Caracterização do escoamento deslizante sobre turbilhões e energia específica residual em descarregadores de cheias em degraus**. 2004. Dissertação (Mestrado). – Instituto Técnico Superior. Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa..

³⁶ MATOS, J. S. G. **Emulsão de ar e dissipação de energia do escoamento em descarregadores em degraus**. 1999. 472 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil: Hidráulica). – Instituto Técnico Superior. Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

$$a = -0,206 \cdot \frac{h_c}{h} + 0,827 \sqrt{\frac{h_c}{h}} - \frac{0,008}{\ln(h_c/h)} \quad (\text{equação 13})$$

$$b = 0,144 + 1,203 \cdot \exp\left(-\frac{h_c/h}{0,753}\right) \quad (\text{equação 14})$$

Para subsidiar o cálculo do ressalto à jusante do vertedouro em degraus, pode-se usar s' correspondente à posição no pé do vertedouro, e utilizando a equação 12, estimar d_1 , que é a altura supercrítica equivalente de água. Logo, essa pode ser usada com a equação 16 para a verificação da altura conjugada subcrítica (d_2) do ressalto formado.

Diez-Cascon et al. (1991³⁷ apud SIMÕES, 2008, p. 119) efetuaram ensaios sobre dois modelos de vertedores em degraus com 1V:0,75H, $H_{\text{vertedouro}}$ igual a 3,8 m, e altura dos degraus de 3 e 6 cm. Os modelos eram providos de uma concordância entre a calha em degraus e a bacia de dissipação através de um arco de circunferência com raio igual a 46 cm e houve vazões ensaiadas para diferentes tipos de regime. Em função da dificuldade de se obter medições precisas de profundidades ao longo da calha em degraus, esses autores calcularam os quadrados dos números de Froude correspondentes aos conjugados subcríticos (F_2^2) e notaram que este adimensional permaneceu aproximadamente constante e igual a 0,041, obtendo a equação 15, que relaciona a vazão específica (q) com o conjugado subcrítico (d_2).

$$d_2 = 1,355 \cdot q^{2/3} \quad (\text{equação 15})$$

Um parâmetro que pode ser obtido através da fórmula 15, é a altura conjugada supercrítica (d_1), equivalente de água do escoamento bifásico ar-água, calculada pela fórmula aplicada a um ressalto formado em um canal retangular:

³⁷ DIEZ-CASCON, J. et al. Studies on the hydraulic behavior of stepped spillways. **Water Power & Dam Construction**, v.43, n.9, p.22-26, set., 1991.

$$\frac{d_1}{d_2} = \frac{1}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + 8 \cdot F_2^2} - 1 \right) \quad (\text{equação 16})$$

onde o número de Froude do escoamento subcrítico é definido por:

$$F_2 = \frac{q}{\sqrt{g \cdot d_2^3}} \quad (\text{equação 17})$$

e caso seja necessário, nas equações 16 e 17, pode-se alternar os índices 1 e 2.

Diez-Cascon et al. (1991³⁸ apud SIMÕES, 2008, p. 119) comentaram que as profundidades supercríticas do escoamento bifásico medidas, foram maiores do que os valores teóricos calculados com a equação da quantidade de movimento (16), sendo este fato justificado pelo ar incorporado ao escoamento.

A altura real de água ($h_{w,u}$), para um escoamento plenamente desenvolvido, isto é, com concentração de ar máxima possível, foi proposta por Boes e Hager (2003, p. 673) na equação 18, e deve ser menor que a altura equivalente de água (d_1), já que a velocidade média do fluxo bifásico é maior do a calculada pela altura teórica d_1 .

$$h_{w,u} = h_c \cdot 0,215 \cdot (\text{sen}(\alpha))^{-1/3} \quad (\text{equação 18})$$

Onde a altura crítica para um canal retangular é definida por:

³⁸ DIEZ-CASCON, J. et al. Studies on the hydraulic behavior of stepped spillways. **Water Power & Dam Construction**, v.43, n.9, p.22-26, set., 1991.

$$h_c = (q^2 / g)^{1/3} \quad (\text{equação 19})$$

assim, pode-se obter a velocidade média no fluxo ar-água (\bar{V}_u) para o escoamento uniforme (com aeração média máxima possível), que corresponde à máxima velocidade média alcançada pelo fluxo. Sendo que esse perfil de velocidades e concentração de ar tem variação muito brusca do fundo do vertedouro até a altura d_{90} .

$$\bar{V}_u = q / h_{w,u} \quad (\text{equação 20})$$

3.3.5.4 Escoamento mergulhante (*plunging flow*) à jusante de vertedouros em degraus

Conforme descreve Simões (2008, p. 123), a transição de um escoamento de supercrítico para subcrítico, em um canal íngreme seguido de um canal horizontal, produz no começo do ressalto um fluxo com características de recirculação do escoamento. No interior do fluido os perfis de velocidade revelam um escoamento reverso entre o fluxo no fundo do canal e o fluxo superficial do escoamento, como pode ser visto na figura 16. O autor acrescenta que, por questões de segurança, a redução do comprimento da região de recirculação é de grande importância para o projeto de bacias de dissipação à jusante de vertedouros.

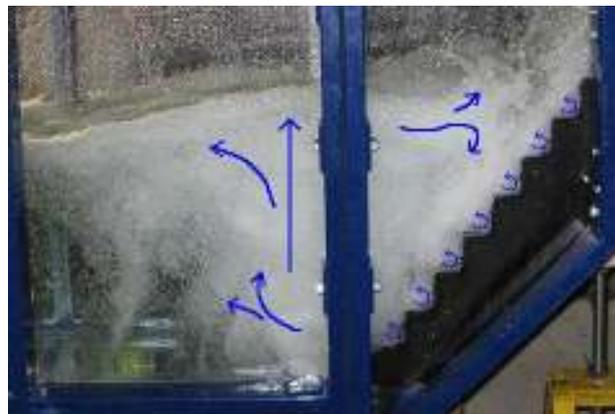


Figura 16: escoamento mergulhante

Kobus (1991³⁹, apud KRAMER, 2004, p.28) afirma que uma **nuvem de bolhas** (*bubble cloud*) se move consideravelmente mais rápido que uma única bolha solitária, devido ao fato de que ocorre a indução de um fluxo de água para cima pelo conjunto de bolhas. Esse fenômeno se pronuncia mais na bacia de dissipação, que está em regime lântico, do que na calha do vertedouro, na qual, a componente da velocidade ascencional é muito menor que a componente na direção do fluxo.

Yasuda e Ohtsu (2000⁴⁰ apud SIMÕES, 2008, p. 126) definem o final da região de recirculação (L_c), na primeira seção onde o escoamento observado na superfície não se desloca para montante. Esses autores indicam que para degraus altos ($0,4-0,6 \leq h/h_c \leq 1,20$), o efeito do adimensional h/h_c no comprimento da região de circulação (L_c/h_c) é muito pequeno, nesses casos, a resistência oferecida pelos degraus ao escoamento é constante para uma determinada inclinação, como pode ser visto na Figura 17 ($\alpha = 55^\circ$).

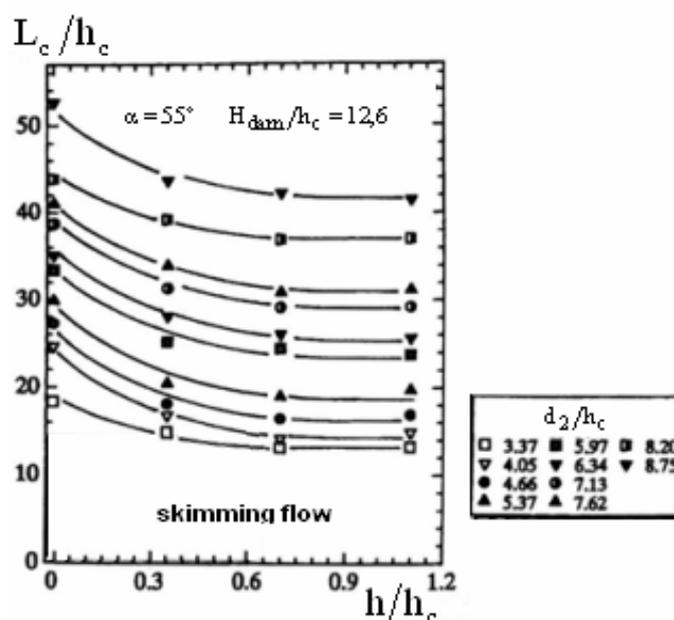


Figura 17: efeito da calha em degraus no comprimento da região de recirculação (adaptado de YASUDA, Y.; OHTSU, I., 2000⁴¹ apud SIMÕES, 2008, p. 126)

³⁹ KOBUS, H. Introduction to air-water flows. **IAHR, Hydraulic Structures Design Manual 4: Air entrainment in free-surface flows 1-28**, I.R. Wood. Rotterdam: Balkema, 1991.

⁴⁰ YASUDA, Y.; OHTSU, I. Characteristics of plunging flows in stepped channel chutes. In. **INTERNATIONAL WORKSHOP ON HYDRAULICS OF STEPPED SPILLWAYS**, 1991, Zürich. **Proceedings...** Zürich: Balkema, 2000.

⁴¹ op. cit.

Yasuda e Ohtsu (2000⁴² apud SIMÕES, 2008, p. 125) concluem que para declividades do vertedouro (α) entre 19 e 55°, sempre ocorre escoamento mergulhante caso o ressalto for afogado (com submergência maior que 1). Nesses casos, os autores relatam que há uma ascendência de grande parte do escoamento aerado do fundo da bacia de dissipação, e completam que essa distância é menor que em estruturas sem degraus, isso é melhor observado em canais com maiores inclinações e submetidos a grandes profundidades de jusante (h_2), como visto na figura 18.

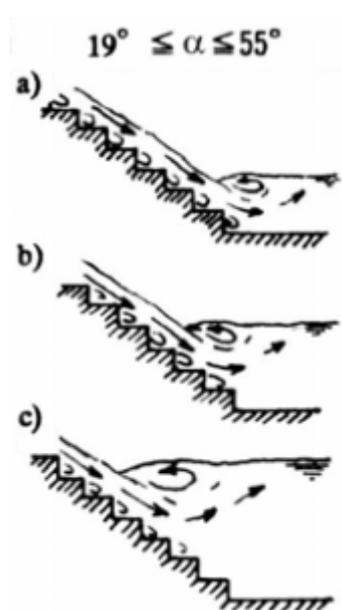


Figura 18: padrões de escoamento em canais em degraus
(adaptado de YASUDA, Y.; OHTSU, I., 2000⁴³ apud SIMÕES, 2003, p. 125)

Na figura anterior (17) são vistas três formas de ressaltos afogados, com um certo grau de submergência (S), a qual é definida em relação à formação do ressalto livre, para a mesma vazão vertente. Determina-se essa relação em condições controladas de ensaio, ajustando o nível de água de jusante da bacia de dissipação para o ressalto livre (tipos de ressalto livre podem ser vistos nas figuras 19 e 20), então, conhecido o valor de d_2 para esse ressalto, pode-se aumentar o mesmo, tornando o ressalto afogado. Essa relação de submergência é mostrada na equação 21:

⁴² YASUDA, Y.; OHTSU, I. Characteristics of plunging flows in stepped channel chutes. In. INTERNATIONAL WORKSHOP ON HYDRAULICS OF STEPPED SPILLWAYS, 1991, Zürich. **Proceedings...** Zürich: Balkema, 2000.

⁴³ op. cit.

$$S = \frac{d_{2,afogado}}{d_{2,livre}} \quad (\text{equação 21})$$

sendo que a submergência (S) do ressalto livre é igual a 1.

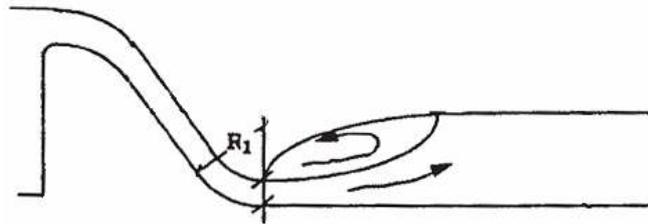


Figura 19: ressalto livre à jusante de um vertedouro de calha lisa (adaptado de MARQUES et al., 1997, p.45)



Figura 20: ressalto livre à jusante de uma comporta (adaptado de ARMENIO et al., 2000, p. 359)

Yasuda e Ohtsu (2008, p. 103), propuseram fórmulas para a determinação do comprimento da região de circulação (L_c), independente da submergência (S). Nesse caso a relação entre a concentração de ar no escoamento (\bar{C}_u) na altura supercrítica a montante do ressalto, e a concentração de ar máxima possível ($\bar{C}_{u,max}$) fique maior que 0,8. Então é usada a seguinte fórmula simplificada:

$$\frac{L_c}{d_2} = 5,7 \quad (\text{equação 22})$$

3.3.5.5 Comprimento do rolo e comprimento do ressalto

Marques et al. (1997, p. 45) alertam que o ressalto hidráulico “[...]é um fenômeno altamente turbulento que gera flutuações de pressão sobre o fundo da bacia, que podem levar à destruição do dissipador de energia por diferentes mecanismos, tais como: fadiga, subpressão e cavitação.”.

Esses autores obtiveram amostras com transdutores de pressão em 22 tomadas no fundo do canal, e apresentaram relações para mensurar a zona de descolamento do fluxo de fundo do ressalto do chão do bacia de dissipação, denominado comprimento do rolo (L_r), através da análise dos coeficientes de curtose das amostras de pressão ao longo do ressalto. E relações para prever o fim da dissipação de energia causada pela turbulência do ressalto, caracterizando a zona do final do ressalto e seu comprimento de abrangência (L_j) (MARQUES et al., 1997, p. 46).

No local em que há um pico negativo no traçado, ao longo do canal, dos coeficientes de assimetria de distribuição de pressões, caracteriza o comprimento do rolo, pois indica que tem-se uma distribuição assimétrica (valores diferentes de zero), com alguns valores de pressão da amostra que são muito mais negativos que o resto, ficando evidente o desprendimento do fluxo junto ao fundo. Já os coeficientes de curtose da amostra nessa posição, indicam que não há uma concentração dos dados de pressão junto a média, deixando claro que essa é uma região muito instável dos gradientes turbilhonares. Por fim, determina-se o fim da influência do ressalto quando esses coeficientes se tornam constantes, assim como o fluxo subcrítico de jusante (MARQUES et al., 1997, p. 48-49).

3.3.5.6 Efeito de escala

Os ensaios na bacia de dissipação realizados no presente trabalho foram realizados com fluxo de montante na região de escoamento uniforme do vertedouro, isto é, no pé do vertedouro, o escoamento tinha características bifásicas ar-água. A escala utilizada de 1:10, minimiza os efeitos de escala e permite uma melhor incorporação e homogeneização de ar ao escoamento. Mesmo assim, quanto maior for a profundidade da bacia de dissipação, e maior for a vazão vertente, essas dificultam a formação do escoamento uniforme. Conforme reforçam Yasuda e Ohtsu (2008, p. 95), os efeitos do fluxo de montante nas características do ressalto mergulhante não estão definidos na bibliografia devido à região de escoamento uniforme não ocorrer na maioria dos modelos reduzidos, que no caso dos protótipos, é forçada a uma formação aerada pela auto-incerção do ar no escoamento causada pela maior rugosidade observada na superfície livre da água.

Gonzalez e Chanson (2004⁴⁴ apud GOMES, 2006, p. 69), em trabalhos experimentais com calhas de declividade moderadas de 3,4° e 16°, utilizaram uma escala de redução 1:2. Concluindo, verificaram em seus resultados que os modelos com tamanho de degraus menores subestima o número de bolhas verificadas e os níveis de intensidade turbulenta.

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 distorções de modelagem. A escolha da escala máxima de transposição de 1:10 objetiva diminuir estes possíveis efeitos de escala, sendo satisfatória para a avaliação de escoamentos bifásicos (CHANSON et al. 2002⁴⁵ apud SANAGIOTTO 2003, p. 46).

⁴⁴ GONZALEZ, C. A.; CHANSON, H. Scale Effects in Moderate Slope Stepped Spillways. In. NATIONAL CONFERENCE ON HYDRAULICS IN WATER ENGINEERING, 8, IEAust., Gold Coast, 2004. **Proceedings...** IEAust., H. Chanson and J. Macintosh Ed., 2004.

⁴⁵ 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.

4 INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL: SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS E DETALHES DO MODELO

O estudo é feito sobre um modelo reduzido de um vertedouro em degraus com escala 1:10 da barragem de Dona Francisca, e bacia de dissipação, localizado nas instalações no Laboratório de Obras Hidráulicas do IPH/UFRGS. Na figura 21, está representado grande parte do sistema envolvido.



Figura 21: modelo de sistema de dissipação vertedouro-bacia

4.1 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS

A aquisição de dados foi realizada a 128 Hz ao longo de 15 minutos, em regime permanente, por meio de 20 transdutores de pressão posicionados ao longo da bacia de dissipação. A precisão desses é de 0,15% F.E. e as faixas de pressão utilizadas nos transdutores foram de 1,5 a 1,5 mca, e -1,5 a 3,0 mca.

Como é inviável, com a estrutura do laboratório, obter uma amostragem contínua por todo o eixo do canal, as tomadas de pressão estão posicionadas pontualmente à jusante do vertedouro. Segue uma figura (22) com vista superior, visando à montante da bacia de dissipação (pé do vertedouro em degraus), onde é possível notar os pontos de possível engate

dos transdutores de pressão por baixo do fundo de acrílico do canal. Os pontos utilizados nos ensaios estão no quadro 1.



Figura 22: interior do canal da bacia de dissipação (largura = 0,40 m)

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

Quadro 1: posição das tomadas de pressão ao longo da bacia de dissipação, a partir do pé do vertedouro

4.2 FAIXA DE VAZÕES ESTUDADA PARA AS DADAS CONDIÇÕES DE ESCOAMENTO

O ajuste da vazão a ser ensaiada, realizado pela variação da frequência de rotação do conjunto motor-bomba, somado ao ajuste fino de abertura ou fechamento de registro, é lido através de um medidor de vazão eletromagnético com auxílio de uma ponta linimétrica localizada a montante do perfil Creager do vertedouro, a qual foi usada na verificação inicial do medidor de vazão. A turbulência que atua no canal de aproximação, mesmo agindo de forma tranquilizada, interfere na leitura da ponta linimétrica, a qual serve para a medição do nível de montante, e auxilia na determinação da vazão, que foi feita basicamente pelo medidor de vazão eletromagnético (Q em L/s). Este, informa uma leitura de vazão que flutua desordenadamente em torno de uma média. Para a análise dos dados, foi usada a vazão específica (q) dada em m^2/s , que é a vazão por unidade de largura. Segue o quadro de vazões ensaiadas:

Q (L/s)	q (m^2/s)	hc (m)	F*
40	0,100	0,10	5,23
60	0,150	0,13	7,84
80	0,200	0,16	10,45
100	0,250	0,19	13,06
110	0,275	0,20	14,37

Quadro 2: vazões ensaiadas e dependentes

sendo que para cada uma dessas vazões, foram ensaiadas três submergências (S), iguais a 1,1 e 1,2, além do ressalto livre ($S=1$). As figuras 23 e 24, representam ensaios em andamento correspondentes a um ressalto livre e um ressalto afogado, respectivamente. Cabe salientar, que no final do trecho da bacia, há uma comporta, capaz de regular o nível de jusante (d_2).



Figura 23: ressalto livre



Figura 24: ressalto afogado

4.3 DETALHES DO MODELO

O modelo tem altura ($H_{\text{vertedouro}}$) igual a 2,42 m e largura do canal de 40 cm. A ogiva é delineada segundo perfil curvilíneo do tipo Creager, sem degraus de transição, desenvolvendo-se até o ponto de tangência com a declividade da calha de $53,13^\circ$ pela fórmula do paramento de jusante do perfil (equação 23). A calha que segue, tem 33 degraus com espelho de 6 cm (h) e patamar de 4,5 cm (l), que determinam a inclinação da calha do vertedouro em 1V:0,75H ($53,13^\circ$). No quadro 3 é mostrada uma comparação entre o modelo (escala 1:10) e o protótipo:

$$Y = \frac{0,5}{H_d^{0,85}} \cdot X^{1,85} \quad (\text{equação 23})$$

MODELO		PROTÓTIPO	
Hd = 0,4		Hd = 4	
$Y = 1,08945 \cdot X^{1,85}$		$Y = 0,15389 \cdot X^{1,85}$	
Ho (m)	q (m ² /s)	Ho (m)	q (m ² /s)
0,14	0,100	1,40	3,171
0,18	0,150	1,80	4,753
0,21	0,200	2,10	6,328
0,24	0,250	2,40	7,908
0,25	0,275	2,50	8,699

Quadro 3: modelo e protótipo

A calha macro-rugosa do vertedouro é feita de material metálico e tem paredes laterais feitas em acrílico, que permite a visualização do escoamento lateral. Cada degrau tem quinas bem definidas em um ângulo de 90°.

5 ANÁLISES E CONCLUSÕES PARCIAIS

5.1 PONTO DE INÍCIO DE AERAÇÃO

Como, serão admitidas, para as próximas análises, que o fluxo no pé do vertedouro esteja completamente aerado, é interessante fazer essa verificação para a faixa de vazões ensaiadas. Então, para este vertedouro, aplicou-se a fórmula 1 para a determinação de (L_a), depois esse foi comparado com uma breve visualização dessa posição, em ensaio, para diferentes vazões, vistas na tabela 1. A comparação é mostrada na figura 25, onde a relação entre L_a e o degrau de início de aeração (deg_a) é feita através da fórmula 24.

Tabela 1: posição (do início) da aeração medida nos degraus

q (m ² /s)	Aeração nos degraus			$L_{a,medido}$ (m)
	Intermitente	Contínua	Média	
0,075	2	4	3	1,1367
0,1	2	7	4,5	1,2492
0,125	4	9	6,5	1,3992
0,1575	4	11	7,5	1,4742
0,175	5	14	9,5	1,6242
0,2	8	16	12	1,8117
0,225	10	19	14,5	1,9992
0,26	11	21	16	2,1117
0,275	13	22	17,5	2,2242
0,3025	14	24	19	2,3367

$$\text{deg}_a = \frac{L_a - L_p}{D} \quad (\text{equação 24})$$

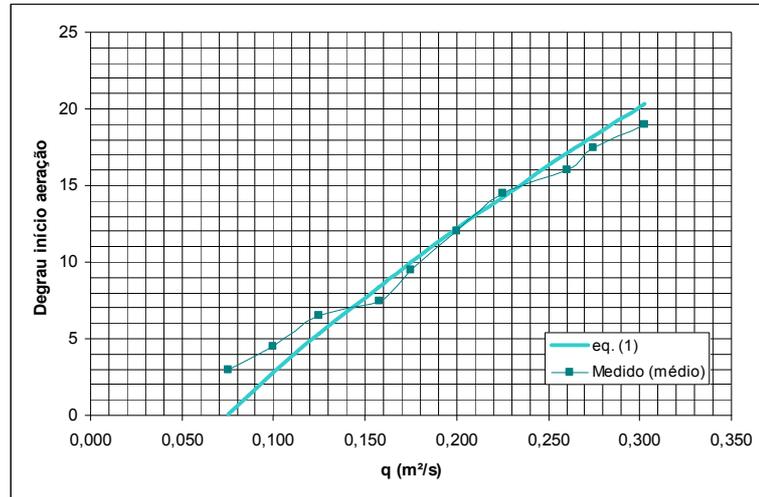


Figura 25: degrau de início de aeração

Com essa verificação, se dá por certo de que, mesmo com na maior vazão ensaiada (0,275 m²/s), a aeração acontece antes do degrau n° 33, que está localizado no pé do vertedouro. Afirma-se nesse estudo, portanto, que os ensaios focalizados na bacia de dissipação, tiveram um fluxo de montante aerado.

5.2 COMPRIMENTO DO RESSALTO E DO ROLO (1ª PARTE)

Como foi visto, o comprimento do rolo (L_r) e do ressalto (L_j) podem ser obtidos através de técnicas vistas na seção 3.3.5.5. No presente trabalho, a definição desses comprimentos foram feitas por critérios de aeração do escoamento na bacia de dissipação, para isso, a obtenção desses comprimentos foi através da visualização do escoamento como segue:

- a) a posição final do rolo (L_r) foi definida como sendo o ponto que separa a aeração contínua da aeração intermitente;
- b) e o final do ressalto (L_j) foi definido onde as últimas bolhas emergiam, no escoamento subcrítico observado.

Como a realização de fotografias é momentânea, e a turbulência não é um fenômeno contínuo, estas não representariam totalmente o comportamento médio ou crítico do escoamento, dependendo do que se está referindo. Por isso, essas referidas medições, foram realizadas sobre pura visualização, o que imprime certo grau de subjetividade aos resultados.

Nessa primeira etapa, para a altura subcrítica do ressalto ($d_{2,medido}$) foram coletados dados de um piezômetro localizado na última tomada de pressão da bacia de dissipação, e os comprimentos referidos, foram coletados conforme técnica descrita, para as vazões de 40, 60 e 80 L/s e S igual 1, e de aproximadamente 1,25 e 1,5. Os dados obtidos estão mostrados na figura 26 junto com os comprimentos calculados L_r e L_j utilizando a altura h_a como se fosse a altura equivalente de água, enquanto que para a altura d_2 foi utilizada a medida nos ensaios. As fórmulas usadas para o cálculo foram equações arbitrárias, apenas para se ter referência (equações 25 e 26)⁴⁶.

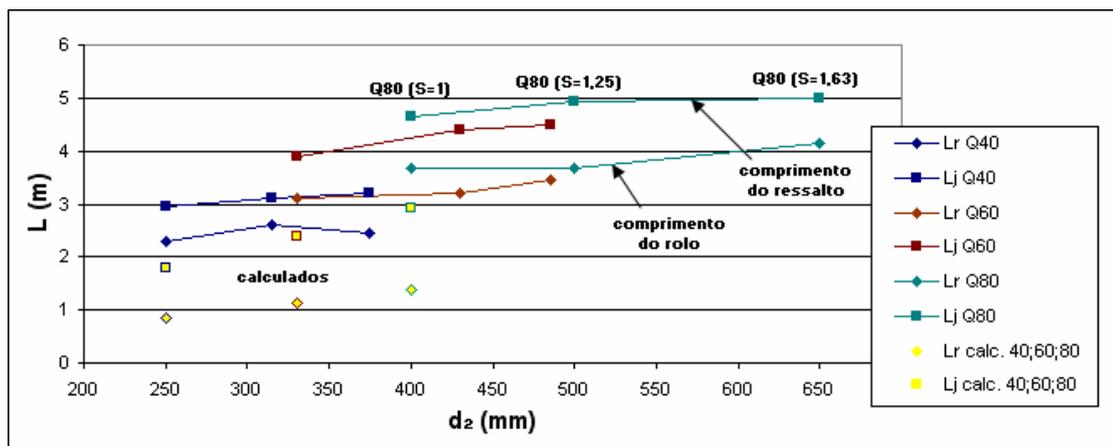


Figura 26: relação entre L_r e L_j (medidos e calculados)

$$L_r = 4 \cdot (d_2 - d_1) \quad (\text{equação 25})$$

⁴⁶ Comprimentos obtidos a partir da análise das mudanças de declividade da curva de pressão média adimensional do ressalto livre ($S=1$), à jusante de um vertedouro com calha lisa (MARQUES et al., 1997, p. 47).

$$L_j = 8,5 \cdot (d_2 - d_1) \quad (\text{equação 26})$$

Assim, os dados foram adimensionalizados (figura 27) correspondente a razão dos dados medidos de L_r , bem como os de L_j , para o ressalto livre e as duas submergências ensaiadas, com os comprimentos calculados para um ressalto livre.

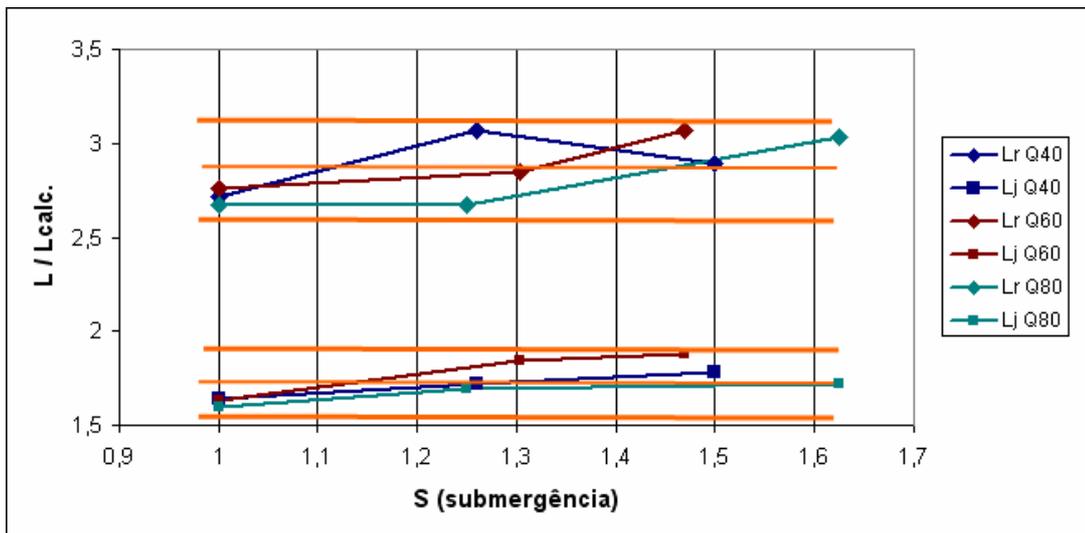


Figura 27: relação adimensional entre L_r e L_j (calculados e medidos)

Pode-se notar que o comprimento adimensional do ressalto, e de seu rolo, obtidos nos ensaios para cada vazão e submergência, conforme técnica descrita, se comparados com L_r e L_j calculados, a partir da altura conjugada medida ($d_{2,medido}$) e altura h_a , têm certa variação em relação à submergência ensaiada. A relação observada de L/L_{calc} é aproximadamente 2,6-3,1 vezes para o L_r , e 1,6-1,9 vezes para o L_j , portanto, a estimativa do comprimento do rolo de um ressalto (L_r) oriundo de um escoamento com aeração total fica:

$$L_r = 11,4 \cdot (d_{2,medido} - h_a) \quad (\text{equação 27})$$

E a estimativa do comprimento do ressalto (L_j) fica assim:

$$L_j = 14,9 \cdot (d_{2,medido} - h_a) \quad (\text{equação 28})$$

Conclui-se, que o comprimento adimensional do rolo e do ressalto correspondentes a aeração no canal da bacia de dissipação, conforme visualizado no ensaio preliminar, têm um certo grau de variação em relação à submersão empregada. Yasuda e Ohtsu (2008, p. 103), constataram independência da submersão empregada para o comprimento de recirculação (L_c), em escoamentos de montante do ressalto com alto grau de aeração.

5.3 ALTURA SUBCRÍTICA DO RESSALTO

Conforme alternativa de cálculo proposta por Diez-Cascon et al. (1991⁴⁷ apud Simões, 2008, p. 119) calculando os quadrados dos números de Froude correspondentes aos conjugados subcríticos (F_2^2), que permaneceram constantes e com isso obtiveram uma equação que relaciona a vazão específica (q) com o conjugado subcrítico (d_2). É proposta aqui, uma alternativa similar, mas que relacione também a submersão (S) dos ressalto em função da vazão. Utilizando os dados do quadro 4:

q (m ² /s)	d_2 (m)	Submersão (S)		
		1	1,1	1,2
0,100		0,265	0,289	0,317
0,150		0,339	0,375	0,408
0,200		0,409	0,449	0,49
0,250		0,459	0,506	0,553
0,275		0,478	0,522	0,574

Quadro 4: alturas subcríticas medidas

⁴⁷ DIEZ-CASCON, J. et al. Studies on the hydraulic behavior of stepped spillways. **Water Power & Dam Construction**, v.43, n.9, p.22-26, set., 1991.

onde as alturas d_2 foram determinadas através da média das pressões captadas em ensaio pelo piezômetro no final da bacia, calculou-se os coeficientes C , correspondentes a cada F_2^2 e relacionou-os com as submergências, obtendo a equação 29. Os cálculos podem ser vistos no apêndice A.

$$C = 0,260 \cdot q - 0,177 \cdot q \cdot S - 0,096 \cdot S + 0,141 \quad (\text{equação 29})$$

A altura d_2 é obtida então, por esta fórmula:

$$d_2 = \left(\frac{q^2}{g \cdot C} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{equação 30})$$

com S podendo ser extrapolado no máximo até 1,4, a favor da segurança (d_2 maiores), pois a fórmula produzirá C menores que a tendência observada na curva, a qual indica uma tendência assintótica em zero. A relação final entre as alturas subcríticas medidas e as calculadas pela fórmula 29, podem ser vistas na figura 28.

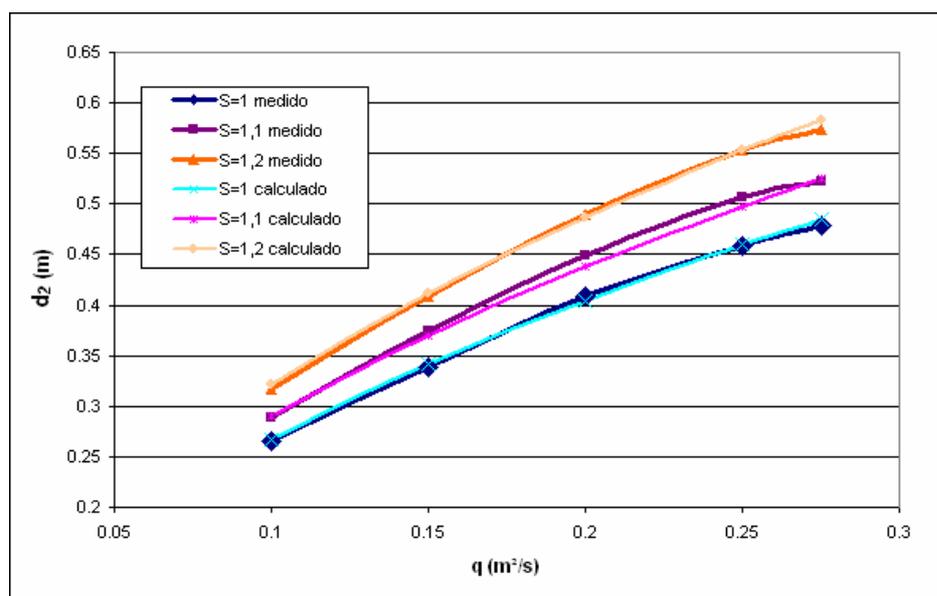


Figura 28: altura subcrítica medidas e calculadas pela equação 30

5.4 ALTURA SUPERCRÍTICA EQUIVALENTE DO RESSALTO

Para se estimar a altura supercrítica equivalente de água (d_1) de um fluxo com aeração total no pé do vertedouro em degraus, foram usadas as equações propostas no presente trabalho, e para se ter um parâmetro de verificação, no ressalto livre ($S = 1$), as alturas d_1 (figura 29) também foram calculadas usando equações de outros autores:

- a) equações 29 e 30, propostas, em conjunto com a equação 16;
- b) equação 12, utilizada com s' correspondente ao pé do vertedouro;
- c) equação 15, em conjunto com a equação 16;
- d) e a equação 6, em conjunto com a equação 8 e 10.

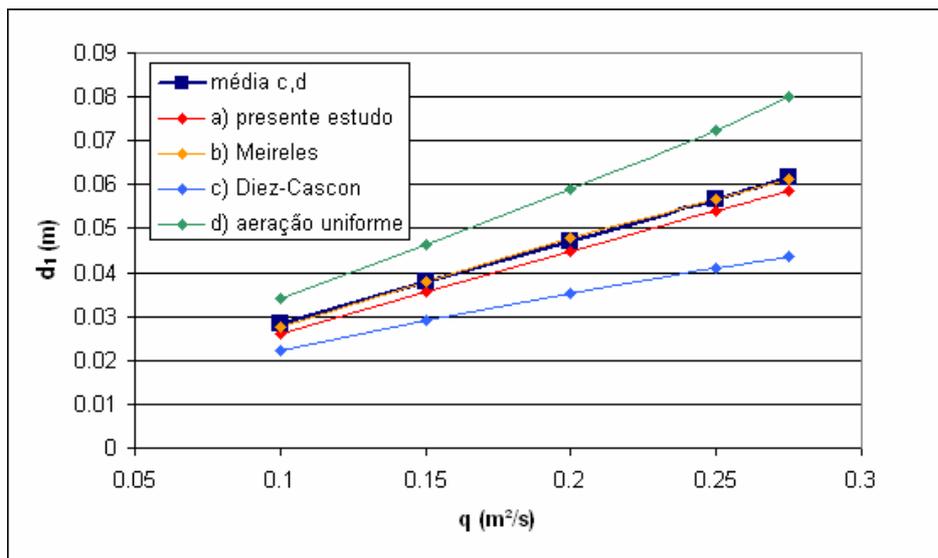


Figura 29: comparação das alturas supercríticas equivalentes calculadas

Em uma breve análise, tem-se que as alturas d_1 calculadas pelas letras **a** e **b** ficaram bem próximas de uma média das letras **c** e **d**. Essas últimas, podem ser tomadas como limites de segurança inferior e superior para estruturas e condições de escoamento similares à do presente estudo.

As alturas subcríticas conjugadas (d_2), são vistas na figura 30 para breve visualização, já que os resultados são esperados, devido a equação 16 não considerar perdas de energia. As alturas correspondentes às letras **b** e **d** também foram calculadas usando essa equação.

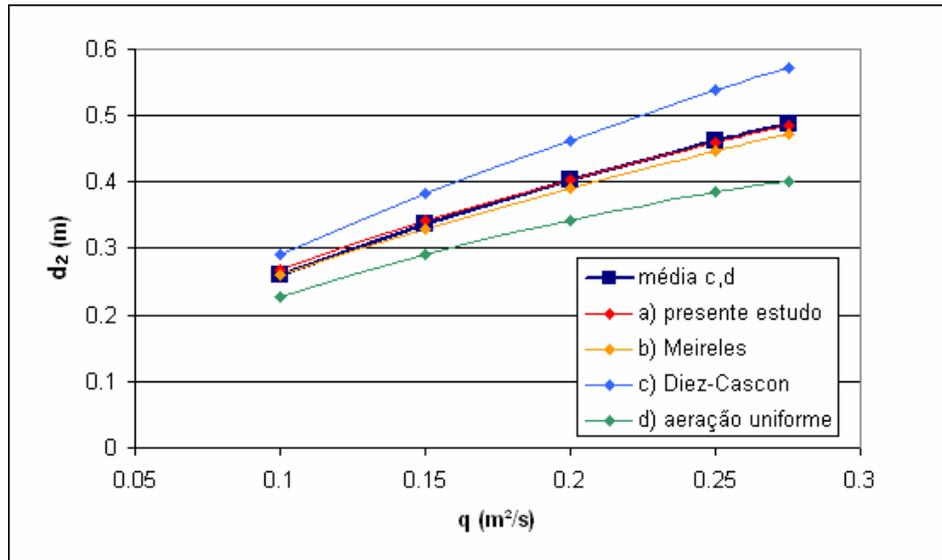


Figura 30: comparação das alturas subcríticas calculadas

5.5 COMPRIMENTO DO RESSALTO E DO ROLO (2ª PARTE)

Agora, com segurança dos resultados obtidos pelas equações 29 e 30, foi feita a mesma aplicação do item 5.2, mas usando as alturas d_1 e d_2 calculadas por essas equações (antes, foi usado h_a e $d_{2,medido}$). Dentro do limite de aplicação das fórmulas, tiveram que ser feito ajustes:

- a) foi utilizado o limite imposto pelas equações de $S = 1,4$ para as submergências medidas próximas a 1,5;
- b) e foi descartado os dois pontos correspondentes à $S = 1,625$, constatado a imprecisão da fórmula para grandes extrapolações.

Com isso, foi feito um gráfico (figura 31) equivalente ao da figura 27, da relação adimensional entre L_r e L_j (calculados e medidos). Neste gráfico, há um bom ajuste aos dados.

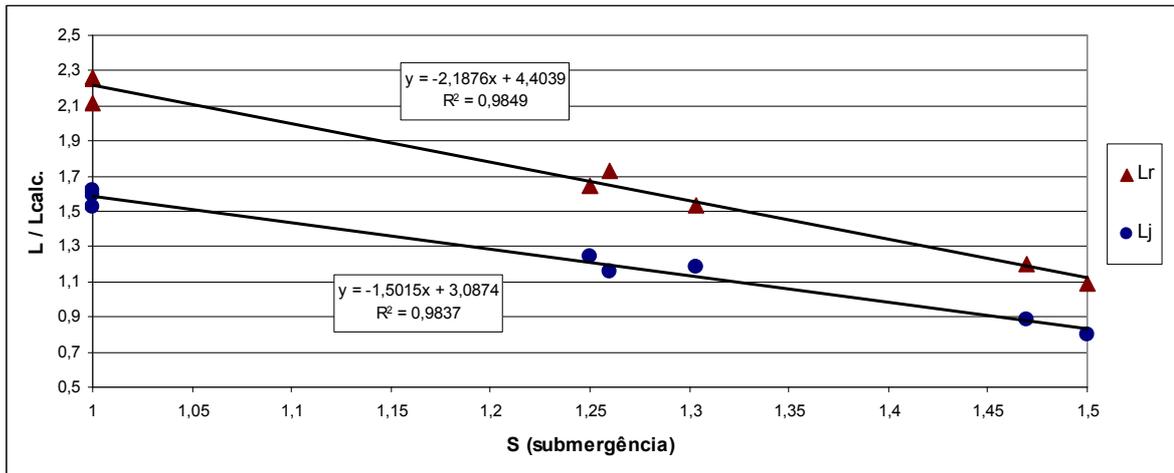


Figura 31: relação adimensional entre L_r e L_j (calculados e medidos)

Assim, a estimativa do comprimento do rolo de um ressalto (L_r) oriundo de um escoamento com aeração total fica:

$$L_r = (19,8 - 9,8 \cdot S) \cdot (d_2 - d_1) \quad (\text{equação 31})$$

E a estimativa do comprimento do ressalto (L_j) fica:

$$L_j = (25,7 - 12 \cdot S) \cdot (d_2 - d_1) \quad (\text{equação 32})$$

com $1 < S < 1,5$ para essas equações.

Analisando a figura 31, pode-se afirmar que o comprimento adimensional do rolo e do ressalto decrescem com o aumento da submergência em relação ao rolo e ressalto calculados pelas equações 25 e 26.

5.6 DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES AO LONGO DA BACIA DE DISSIPACÃO

Para se determinar os esforços hidrodinâmicos atuantes na bacia de dissipação, é necessário conhecer as distribuições de valores médios, extremos, e flutuantes de pressões junto ao fundo do canal. As aquisições de pressões foram feitas por 20 transdutores, mas serão mostrados apenas os 15 primeiros, a contar da distância que tem início no pé do vertedouro (X), isso porque foi constatado nas amostras, que as pressões tendem a ficar constantes antes de 2,7 m ou não têm variações significativas que tenham influência no presente trabalho.

5.6.1 Pressões médias medidas

Para se ter uma primeira análise do que ocorre com as pressões médias quando se alteram as vazões e submergências, foi feita a relação das pressões médias medidas com as respectivas submergências. Na figura 32, é mostrada uma comparação entre os extremos da faixa de vazões ensaiada: 40 e 110 L/s.

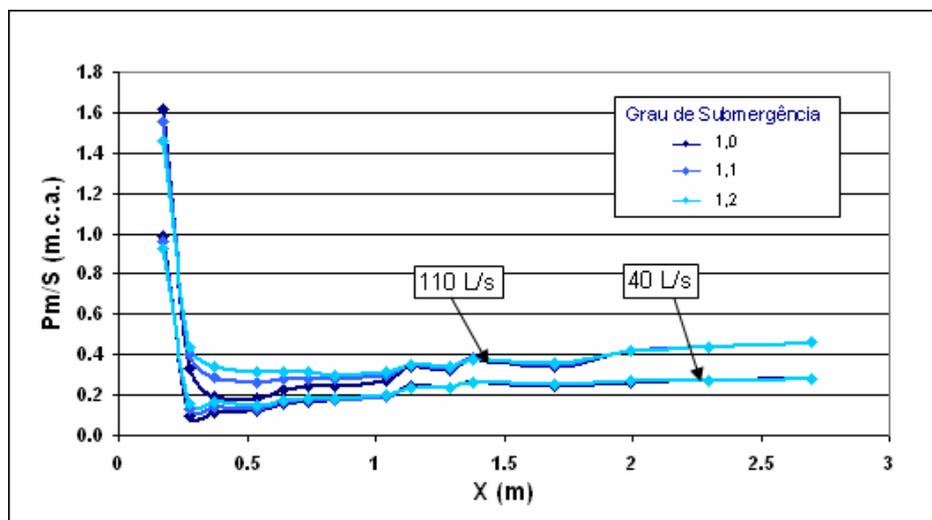


Figura 32: relação entre 40 L/s e 110 L/s

Em uma rápida leitura do gráfico podemos ver que as pressões começam elevadas devido ao impacto do jato no fundo da bacia de dissipação, depois elas ficam menores, indicando o desprendimento do fluxo junto ao fundo. Pode-se ver no gráfico que no primeiro ponto ($X = 0,017$ m), as pressões médias do ressalto livre são maiores que as do ressalto afogado, já no

segundo em diante, as pressões do primeiro são menores que as do segundo. Com isso, tem-se que o ressalto afogado amenizou as pressões médias observadas em relação ao ressalto livre. Outra observação que pode ser feita é que essa relação de amortecimento das pressões foi mais efetiva para a vazão de 110 L/s.

5.6.2 Extremos de pressões medidos

Novamente, serão usadas para fazer uma primeira análise, as vazões extremas da faixa de vazões ensaiada: 40 e 110 L/s. As relações podem ser vistas nas figuras 33 e 34 onde $P_{0,1\%}$ e $P_{99,9\%}$ são pressões com probabilidade de 0,1% e 99,9% de ocorrência de valores inferiores.

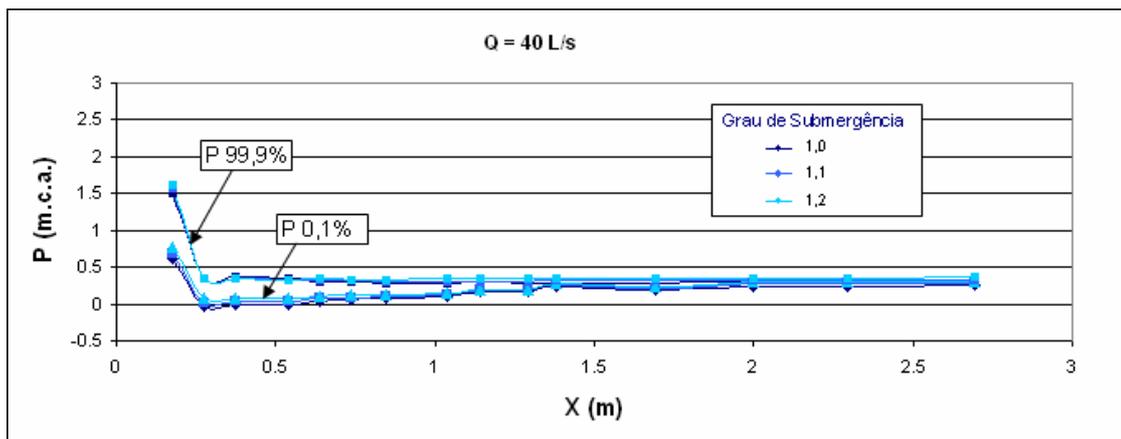


Figura 33: extremos de pressão para a vazão ensaiada de 40 L/s

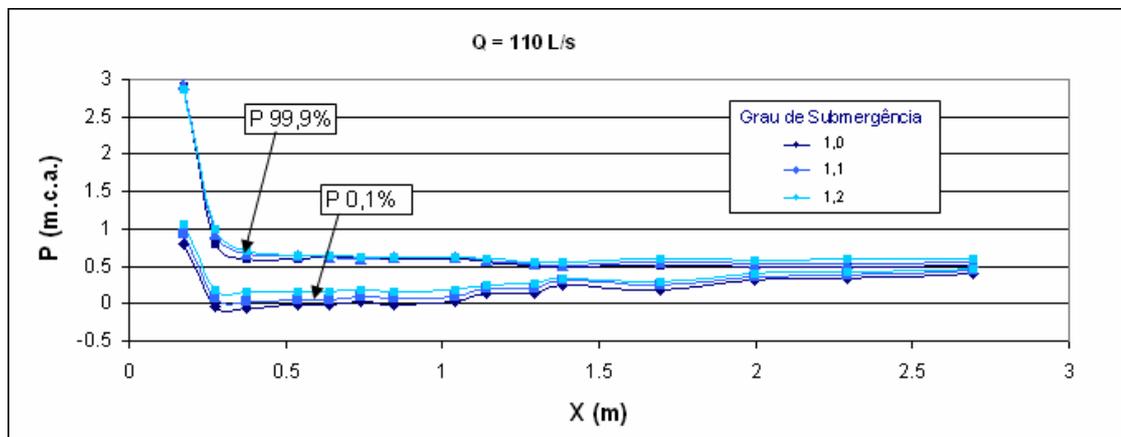


Figura 34: extremos de pressão para a vazão ensaiada de 100 L/s

Observando os gráficos, pode-se dizer que o aumento da submergência não influenciou significativamente os extremos de pressões, visto que há um pequeno acréscimo global de pressões devido às próprias submergências dos ressaltos afogados em relação ao ressalto livre, mas em último caso, o aumento de S foi essencial para levar $P_{0,1\%}$ a um patamar positivo.

5.6.3 Previsão da distribuição de pressões na bacia de dissipação

Observando os extremos de pressões para cada vazão ensaiada e suas respectivas submergências, notou-se que para uma mesma vazão, o $P_{99,9\%}$ permanece aproximadamente constante ao longo de X para os diferentes graus de submergências (S) ensaiados, e ainda, que para um mesmo S , $P_{0,1\%}$ permanece aproximadamente constante ao longo de X para diferentes vazões (os gráficos podem ser vistos no anexo A). Com isso, ajustou-se coeficientes que melhor se adaptaram para simular os extremos de pressões e pressões médias ao longo da bacia de dissipação.

Para o $P_{99,9\%}$, é proposta a equação 33, utilizada com os coeficientes do quadro 5:

$$P_{99,9\%} = N_x \cdot F^{*n_x} \quad (\text{equação 33})$$

X (m)	0,17	0,27	0,37	2,70
N_x	0,569	0,069	0,127	0,145
n_x	0,615	0,958	0,621	0,506

Quadro 5: coeficientes para uso na equação 33

sendo que a equação 33 foi desenvolvida para $5 < F^* < 15$.

Para o $P_{0,1\%}$, é proposta a equação 34, utilizada com os coeficientes do quadro 6:

$$P_{0,1\%} = M_x \cdot S - m_x \quad (\text{equação 34})$$

X (m)	0,17	0,27	0,37	2,70
M_x	1,137	0,884	0,875	0,337
m_x	0,430	0,928	0,918	0,000

Quadro 6: coeficientes para uso na equação 34

sendo que foi desenvolvida para $1 < S < 1,2$. Para X maiores que 2,7 m, adota-se a altura subcrítica do ressalto (d_2) para $P_{99,9\%}$ e $P_{0,1\%}$.

Para estimar as pressões médias utilizando $P_{99,9\%}$ e $P_{0,1\%}$, é proposta a equação 35, utilizada com os coeficientes do quadro 7, e um termo de correção (equação 36):

$$Pm = (P_{99,9\%} + P_{0,1\%})/2 - T_x \cdot F^* - t_x \quad (\text{equação 35})$$

$$t_x = (P_{99,9\%,(x=2,7)} + P_{0,1\%,(x=2,7)})/2 - d_2 \quad (\text{equação 36})$$

X (m)	0,17	0,27	0,37
T_x	0,016	0,005	0,005

Quadro 7: coeficientes para uso na equação 35

sendo que para $X \geq 2,7$ m, adotar $Pm = d_2$. Ao calcular o perfil de Pm , não deve-se deixar de graficar $P_{99,9\%}$ e $P_{0,1\%}$, a fim de verificar a coerência dos resultados.

5.6.4 Análise das flutuações de pressão na bacia de dissipação

A caracterização do comportamento das flutuações de pressão junto ao fundo será feita em uma comparação com valores previstos para situações onde o ressalto não é formado por um escoamento bifásico ar-água. Para isso a adimensionalização do coeficiente de pressão flutuante (C'_p), definido pela equação 37, bem como a posição adimensional no ressalto (X/d_r), será feita considerando a velocidade média no pé do vertedouro (V_r) e a altura de água supercrítica do ressalto (d_r) calculadas para um escoamento ideal teórico.

$$C'_p = \frac{\sigma_p}{\frac{V_r^2}{2 \cdot g}} \quad (\text{equação 37})$$

Nessa equação, é usado o desvio padrão das amostras de pressão obtidas (σ_p) e a velocidade média ideal do escoamento (V_r), calculada pela equação 38:

$$V_r = \sqrt{2 \cdot g \cdot H_{\max}} \quad (\text{equação 38})$$

onde H_{\max} é a energia máxima de montante.

Dispondo o coeficiente de pressão flutuante (C'_p) para o quadro de vazões e submergências ensaiadas (figura 35), é verificado o cumprimento de uma curva de tendência, que será usada na comparação com duas formações padrão de ressaltos livres que são usualmente empregados, são estes, o ressalto à jusante de um vertedouro com calha lisa (figura 36) e o ressalto à jusante de uma comporta (figura 37). Onde os números de Froude correspondentes aos ensaios do presente trabalho estão no intervalo: $11,87 < F_r < 19,01$, utilizado na comparação com as outras formações de ressaltos livres.

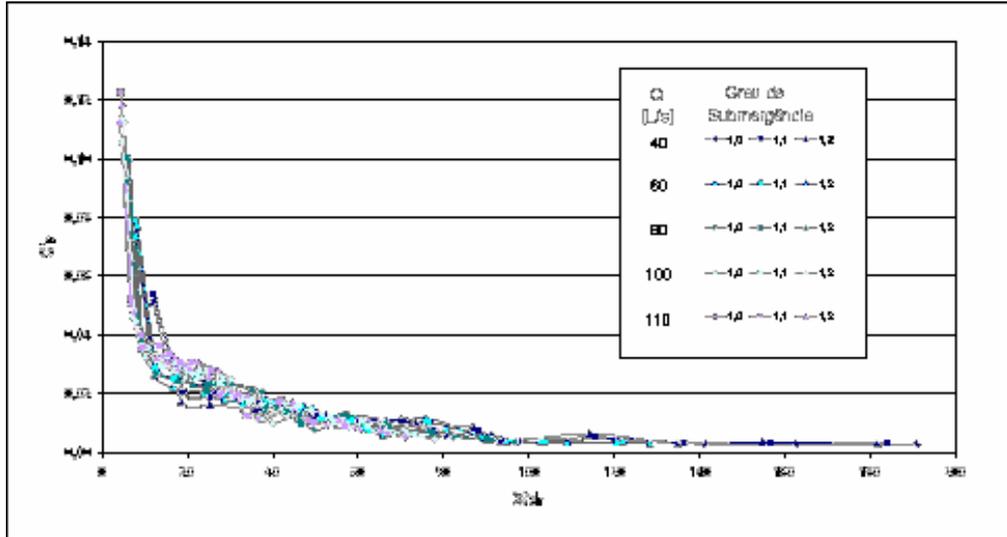


Figura 35: flutuação de pressão em função da posição

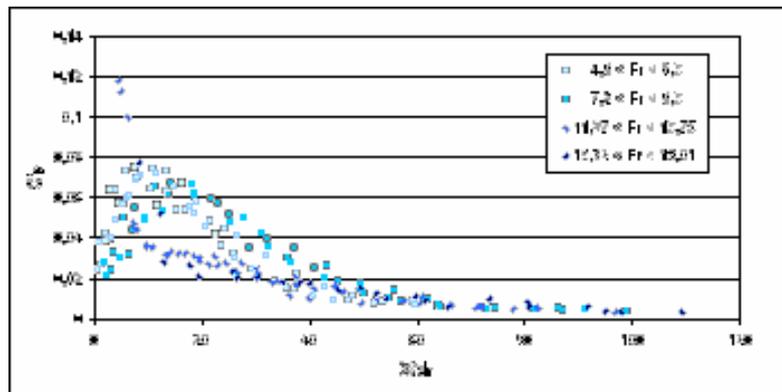


Figura 36: comparação com ressalto à jusante de um vertedouro de calha lisa, ligada por uma arco de circunferência à bacia de dissipação (dados de MARQUES et al., 1996, p.8)

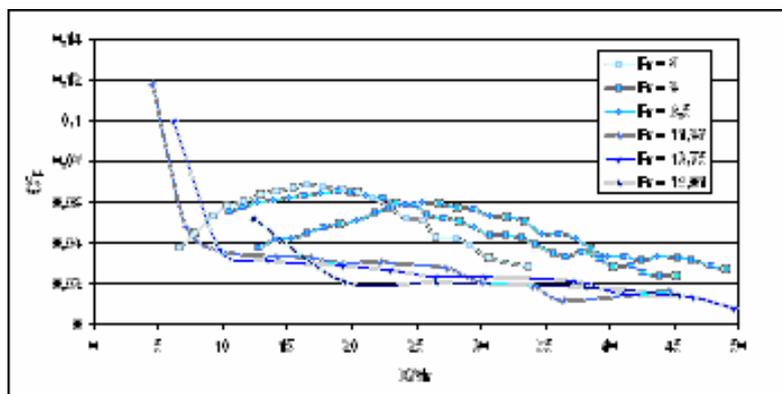


Figura 37: comparação com ressalto à jusante de comporta (dados de ARMENIO et al., 2000, p. 362-363)

Observando os gráficos, conclui-se que a flutuação de pressão é maior no início do ressalto, para os dados do presente estudo, devido ao impacto do jato no fundo da bacia de dissipação. Logo após, a grande turbulência oriunda do escoamento deslizante no vertedouro em degraus é rapidamente dissipada pelo colchão de água, levando a coeficientes de flutuação de pressão menores que no caso do ressalto à jusante de comporta e vertedouro com calha lisa, os quais seguem a mesma tendência na cauda do ressalto, zona esta, onde o grau de turbulência do escoamento já está similar aos ensaios realizados.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões gerais das análises feitas e recomendações para estudos futuros.

6.1 CONCLUSÕES GERAIS

No presente trabalho, a altura supercrítica equivalente de água do ressalto (d_1), para uma mesma vazão aplicada a diferentes submergências (S), indica em quanto deveria ser aumentada a energia cinética do fluido se o ressalto estivesse livre, porém, com altura subcrítica (d_2) aumentada.

A aquisição de dados feita utilizando transdutores de pressão, mediante em uma determinada abrangência de combinações de vazão e submergências ensaiadas, tornou possível mensurar os elementos estatísticos referentes às pressões médias, extremos, e flutuação de pressão ao longo de diversos pontos da bacia de dissipação.

A relação Pm/S deve ter anulado o efeito do aumento de pressão hidrostática causado pela submergência, e com isso, mostrado o acréscimo ou a diminuição de pressão, ocasionados pela turbulência em relação ao ressalto livre ($S = 1$).

Foi observado que o método proposto para se prever as pressões extremas e pressão média ao longo da bacia de dissipação, em termos de pressões médias negativas, é a favor da segurança se tratando de vazões baixas, e contra a segurança quando em vazões altas.

A grande turbulência oriunda do escoamento deslizante no vertedouro em degraus é rapidamente dissipada pelo colchão de água, levando a coeficientes de flutuação de pressão menores que no caso do ressalto à jusante de comporta e vertedouro com calha lisa.

Para o ressalto livre, as pressões de 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores ficaram da ordem de -0,1 m.c.a., assim, a bacia de dissipação do protótipo estaria fora do risco de erosão por cavitação para vazões correspondentes às ensaiadas.

Com as análises feitas, foi possível contribuir para a determinação do quanto é possível reduzir o comprimento da bacia de dissipação, deixando o tema em aberto para futuros estudos, de maneira a garantir maior segurança e economia no projeto do conjunto dissipador.

6.2 RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

Os comprimentos do rolo do ressalto e o comprimento do ressalto correspondentes ao critério de aeração no canal da bacia de dissipação, devem ser sensíveis ao efeito de escala. Por isso, é recomendado que sejam utilizados comprimentos referenciais como esses, mas analisados por critérios de parâmetros estatísticos, como o coeficiente de assimetria e curtose das amostras de pressão ao longo do ressalto.

O escoamento atingiu aeração máxima do fluxo aerado no pé do vertedouro apenas para as vazões ensaiadas de 40 e 60 L/s, segundo bibliografia consultada, logo, é recomendado que o comprimento da calha do vertedouro seja maior se análises forem feitas tendo a concentração de ar máxima do escoamento aerado como parâmetro.

O posicionamento dos transdutores de pressão no início da bacia deve ser refinado, a fim de se ter melhor discretização das pressões ali ocorridas.

Por último, recomenda-se fazer a análise das frequências das amostras de pressão, a fim de se determinar as frequências de vibração predominantes, induzidas no leito da bacia de dissipação.

REFERÊNCIAS

- ARANTES, E. **Caracterização do Escoamento sobre Vertedouros em Degraus Via CFD**. 2007. 178 f. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos.
- ARMENIO V.; TOSCANO P.; FIOROTTO V. On the effects of a negative step in pressure fluctuations at the bottom of a hydraulic jump. **Journal of Hydraulic Engineering, ASCE**, v. 38, n. 5, p. 359-368, 2000.
- BOES, R. **Zweiphasenströmung und Energieumsetzung an Grosskaskaden**. 2000. 309 f. Tese (Doktor der technischen Wissenschaften) – Laboratório de Hidráulica, Hidrologia e Glaciologia. Instituto Federal Suíço de Tecnologia, Zurich.
- BOES, R.; HAGER, W. Hydraulic design of stepped spillways. **ASCE, Journal of Hydraulic Engineering**, v. 129, n. 9, p. 671-679, Sept., 2003.
- BRASIL. **Casa Civil**. Subchefia para Assuntos Jurídicos. Lei Ordinária n. 9991, de 24 de julho de 2000. Dispõe sobre realização de investimentos em pesquisa e desenvolvimento e em eficiência energética por parte das empresas concessionárias, permissionárias e autorizadas do setor de energia elétrica, e dá outras providências. Disponível em <<http://www.planalto.gov.br/CCIVIL/LEIS/L9991.htm>>. Acesso em: 20 out. 2009.
- CHANSON, H. **Stepped Spillway Flows and Air Entrainment**. Brisbane: University of Queensland, 1993. Disponível em: <<http://espace.library.uq.edu.au/>>. Acesso em: 2 set. 2008.
- _____. **Model Study of a Roller Compacted Concrete Stepped Spillway**. Brisbane: University of Queensland, 1997. Disponível em: <<http://espace.library.uq.edu.au/>>. Acesso em: 2 set. 2008.
- _____. **Utilisation of Stepped Channels and Study of Stepped Channel Flows in Australia**. Tokyo: Nihon University, 1998. Disponível em: <<http://espace.library.uq.edu.au/>>. Acesso em: 19 out. 2009.
- _____. **Characteristics of Skimming Flow over Stepped Spillways**. Brisbane: University of Queensland, 2000. Disponível em: <<http://espace.library.uq.edu.au/>>. Acesso em: 14 jun. 2009.
- _____. **Hydraulic Design of Stepped Spillways and Downstream Energy Dissipators: Dam Engineering**. Brisbane: University of Queensland, 2001. Disponível em: <<http://espace.library.uq.edu.au/>>. Acesso em: 21 out. 2008.
- _____. **Fluid Mechanics: Hydraulic and Environmental Engineering**. 2003. Disponível em: <http://www.uq.edu.au/~e2hchans/photo.html#Step_spillways>⁴⁸. Acesso em: 30 ago. 2008.

⁴⁸ Caminho: <Hydraulic structures>, <Stepped spillways and chutes>, <Modern stepped chute designs> e <linhas23>.

GOMES, J. **Campo de Pressões: condições de incipiência à cavitação em vertedouros em degraus com declividade 1V:0,75H**. 2006. 173 f. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

GONZALEZ C.; TAKAHASHI M.; CHANSON, H. **An experimental study of effects of step roughness in skimming flows on stepped chutes**. Brisbane: University of Queensland, 2005. Disponível em: <<http://espace.library.uq.edu.au/>>. Acesso em: 31 ago. 2008.

KRAMER, K. **Development of Aerated Chute Flow**. 2004. 162 f. Tese (Doctor of Technical Science) – Instituto Federal Suíço de Tecnologia. Technical University of Darmstadt, Zúrique.

MARQUES, M.; DRAPEAU, J. VERRETTE, J. Análise da flutuação de pressão provocada pela formação de um ressalto hidráulico à jusante de vertedouro. In: CONGRESSO LATINO AMERICANO DE HIDRÁULICA, 17., 1996, Guayaquil. **Resumos...** Guayaquil, Congresso Latino Americano de Hidráulica, 1996.

_____. Flutuação de pressão em um ressalto hidráulico. **RBRH: Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 2, n. 2, p. 45-52, jul./dez., 1997.

MEDEIROS, H. **Barragens de CCR**. Comunidade da Construção. Disponível em: <<http://www.comunidadeconstrucao.com.br/comunidade/calandra.nsf/0/29ECD1BB9FA20CB703256E35006AA6F5?OpenDocument&pub=T&proj=Novo&can=Barragens>>. Acesso em: 24 set. 2008.

MORRIS, H. **Hydraulics of energy dissipation in steep, rough channels**. Virginia: Blacksburg, 1968.

OHTSU, I.; YASUDA, Y.; TAKAHASHI, M. Discussion of "Hydraulics of Skimming Flow on Modeled Stepped Spillways". **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 126, n. 12, p. 947-954, Dez., 2000.

PETERKA, A. **Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators**. Minneapolis: Bureau of Reclamation., 1964. Engineering Monograph n. 25.

RELVAS, A.; PINHEIRO, A. Descarregadores de cheias não convencionais sobre barragens de aterro: apresentação de soluções e estudo comparativo. In.: CONGRESSO DA ÁGUA, 4., 1998, Lisboa. **Anais...** Lisboa: APRH, 1998. Disponível em: <<http://www.aprh.pt/congressoagua98/files/com/112.pdf>>. Acesso em: 16 maio 2009.

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

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

UNITED STATES OF AMERICA. Department of the Interior. Bureau of Reclamation. **Design of Small Dams**: a water resources technical publication. 3th ed. Washington, D.C., 1987.

YASUDA, Y.; OHTSU, I. Flow characteristics of plunging flows in steep sloping channels with a horizontal channel portion. **Journal Acta Mechanica**, Springer Wien, p. 95-104, Sept., 2008.

APÊNDICE A – Determinação da altura subcrítica do ressalto

Utilizando os dados do quadro de alturas subcríticas medidas:

q [m ² /s]	d_2 (m)	Submergência (S)		
		1	1,1	1,2
0,100		0,265	0,289	0,317
0,150		0,339	0,375	0,408
0,200		0,409	0,449	0,49
0,250		0,459	0,506	0,553
0,275		0,478	0,522	0,574

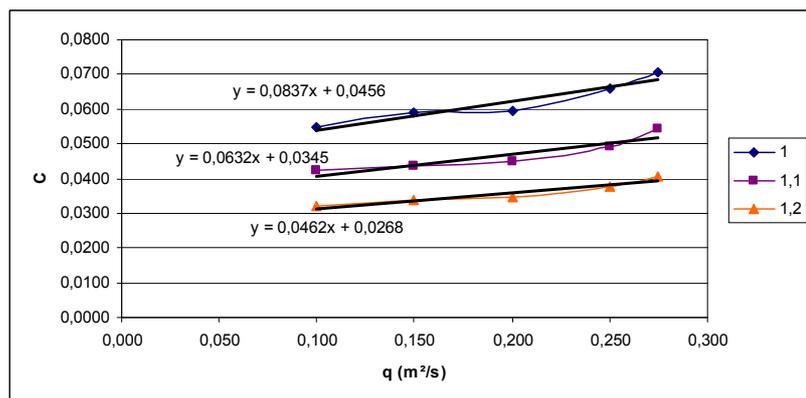
calculou-se os coeficientes C, correspondentes a cada F_2^2 :

$$C = \left(\frac{q}{\sqrt{g \cdot d_2^3}} \right)^2$$

e relacionou-os com as submergências, obtendo o seguinte quadro:

q (m ² /s)	C	Submergência (S)		
		1	1,1	1,2
0,100		0,0548	0,0422	0,0320
0,150		0,0589	0,0435	0,0338
0,200		0,0596	0,0450	0,0347
0,250		0,0659	0,0492	0,0377
0,275		0,0706	0,0542	0,0408
	\bar{C}	0,0619	0,0468	0,0358

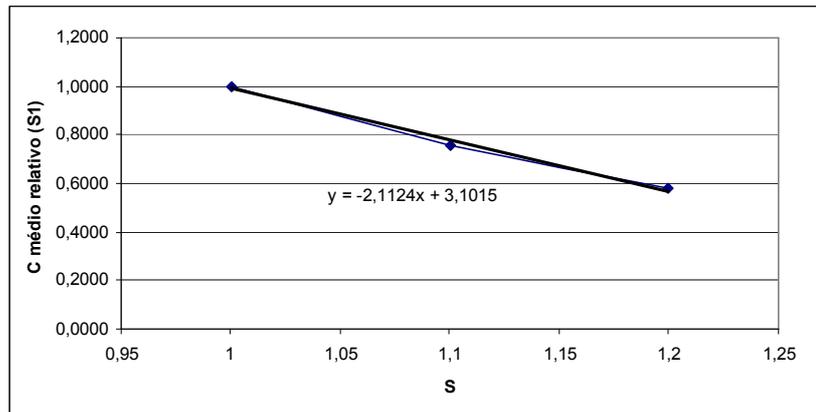
Como uma forma de simplificação, relacionou-se linearmente esses coeficientes com a vazão específica:



depois, relativizou-se o \bar{C} para as submergências:

Submergência (S)		
1	1,1	1,2
1,0000	0,7560	0,5775

e ajustou-se uma equação linear a esse parâmetro, notando que ele tem uma tendência assintótica em zero que não foi considerada ($S \leq 1,4$):



Então, foram agrupada essas duas tendências:

$$C = (-2,1124 \cdot S + 3,1015) \cdot (0,0837 \cdot q + 0,0456)$$

formando a equação final do coeficiente C:

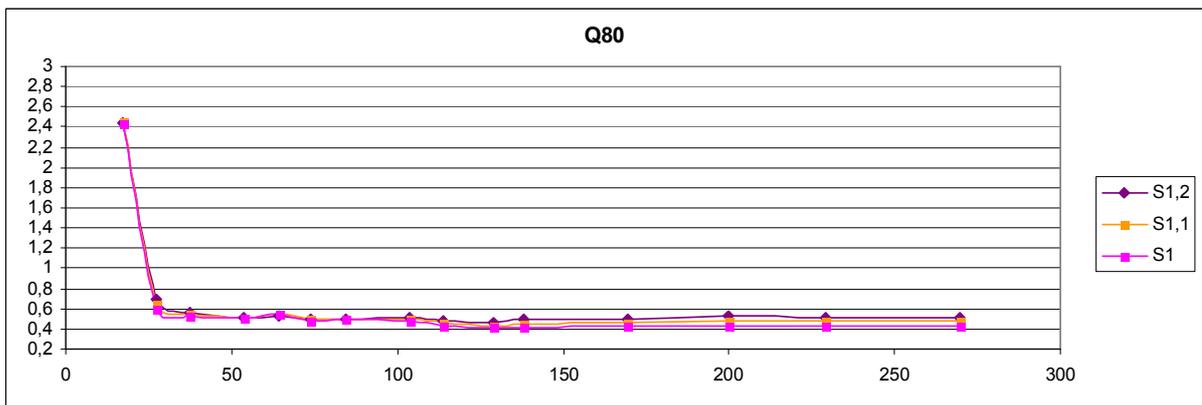
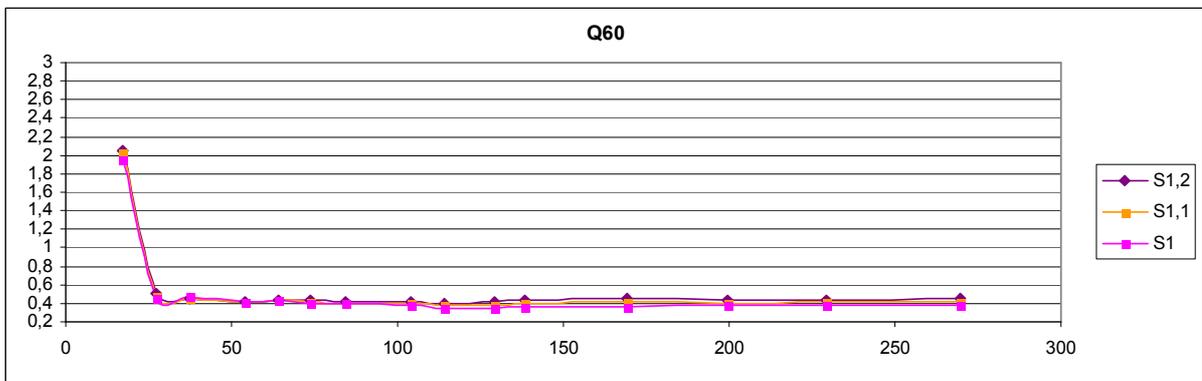
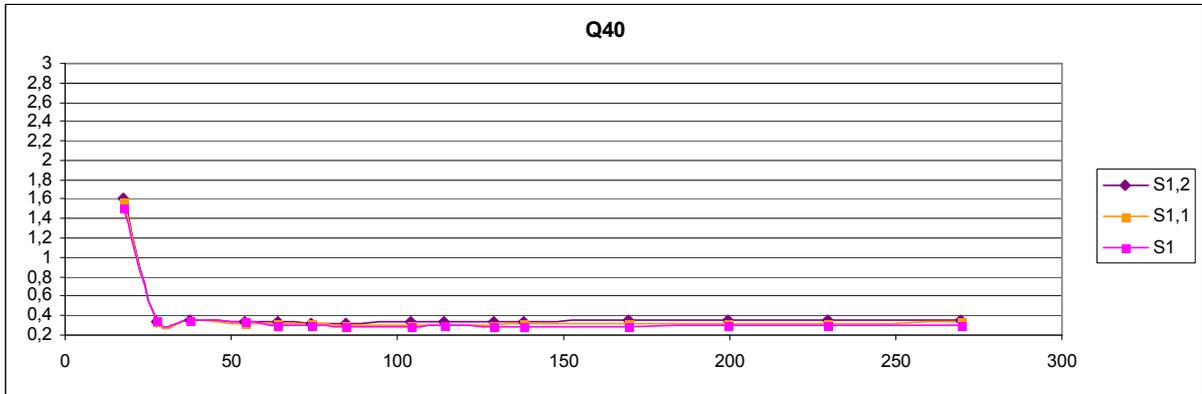
$$C = 0,260 \cdot q - 0,177 \cdot q \cdot S - 0,096 \cdot S + 0,141$$

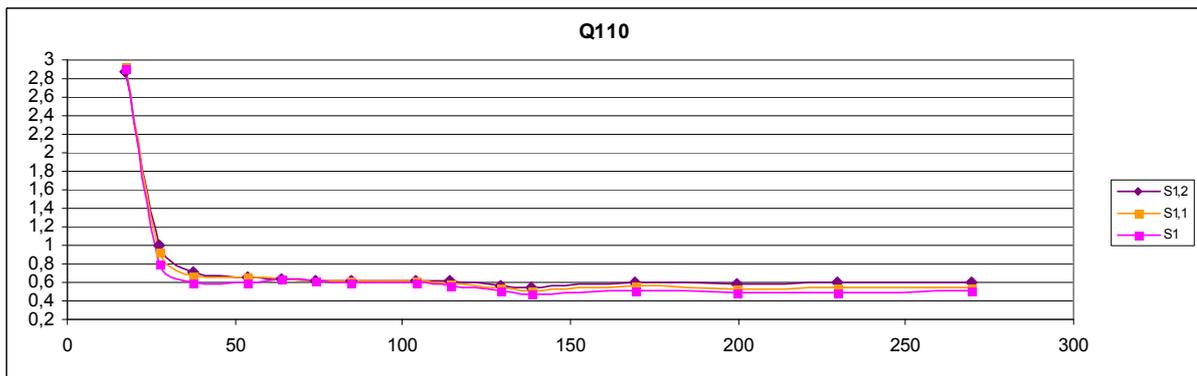
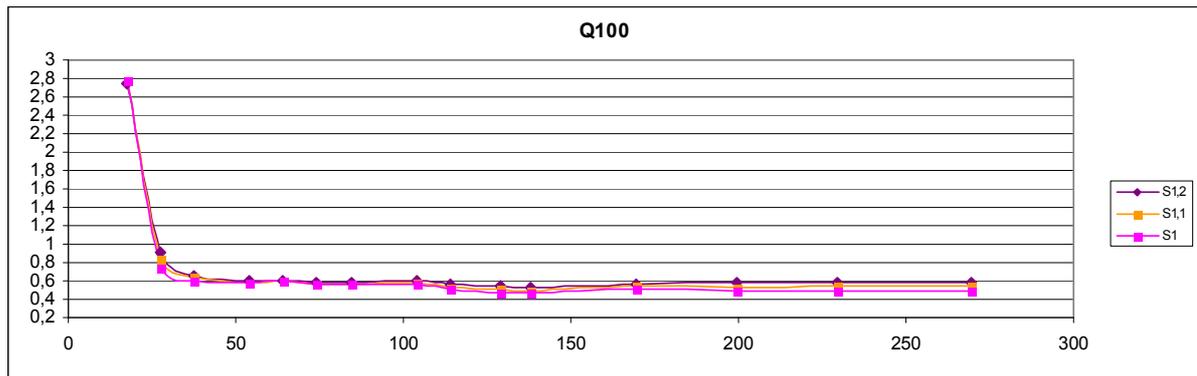
que corresponde a F_2^2 . Portanto para o cálculo da altura subcrítica de jusante de um ressalto (d_2) proveniente de em escoamento com aeração total, deve-se usar a seguinte fórmula:

$$d_2 = \left(\frac{q^2}{g \cdot C} \right)^{\frac{1}{3}}$$

ANEXO A – Relação dos extremos de pressão medidos

Para uma mesma vazão, o $P_{99,99\%}$ (m.c.a.) permanece aproximadamente constante ao longo de X (cm) para os diferentes graus de submergências (S) ensaiados:





Para uma mesma submergência (S), $P_{0,1\%}$ (m.c.a.) permanece aproximadamente constante ao longo de X (cm), para diferentes vazões:

