

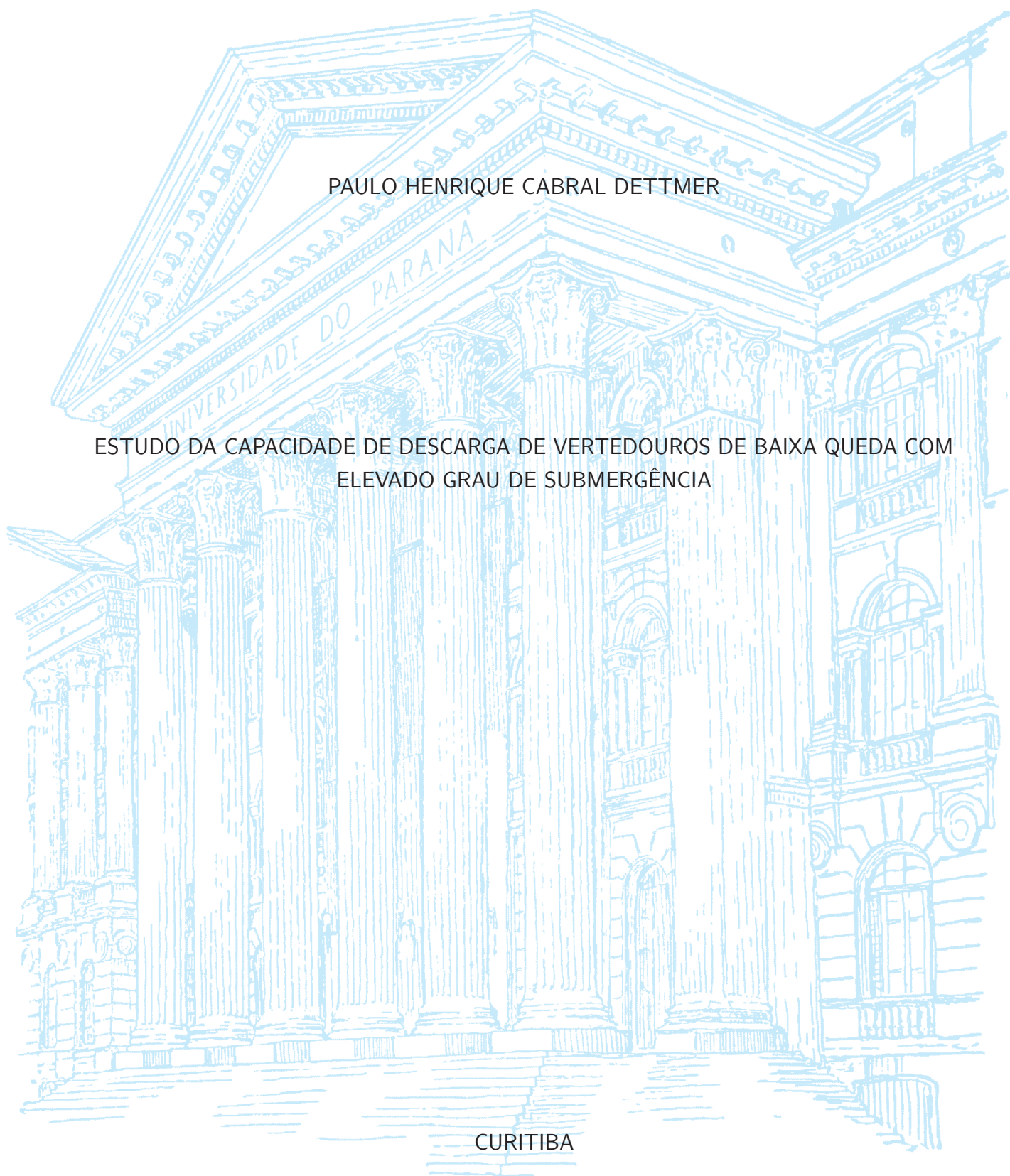
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

PAULO HENRIQUE CABRAL DETTMER

ESTUDO DA CAPACIDADE DE DESCARGA DE VERTEDOUROS DE BAIXA QUEDA COM
ELEVADO GRAU DE SUBMERGÊNCIA

CURITIBA

2013



PAULO HENRIQUE CABRAL DETTMER

ESTUDO DA CAPACIDADE DE DESCARGA DE VERTEDOUROS DE BAIXA QUEDA COM
ELEVADO GRAU DE SUBMERGÊNCIA

Dissertação apresentada como requisito parcial à
obtenção do grau de Mestre em Engenharia, no
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de
Recursos Hídricos e Ambiental, Setor de tecnologia
da Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. José Junji Ota, DSc

Coorientador: Prof. Andre Luiz Tonso Fabiani, DSc

CURITIBA

2013

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELO SISTEMA DE BIBLIOTECAS/UFPR
BIBLIOTECA DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA

D483e Dettmer, Paulo Henrique Cabral
Estudo da capacidade de descarga de vertedouros de baixa queda com elevado grau de submersão / Paulo Henrique Cabral Dettmer. – Curitiba, 2013.
77 p. : il. color.

Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, 2013.

Orientador: José Junji Ota.
Coorientador: Andre Luiz Tonso Fabiani.

1. Vertedouro de baixa queda. 2. Dimensionamento hidráulico. 3. Submersão.
4. Capacidade de descarga. I. Universidade Federal do Paraná. II. Ota, José Junji.
III. Fabiani, Andre Luiz Tonso. IV. Título.

CDD: 627

Bibliotecária: Romilda Santos - CRB-9/1214



TERMO DE APROVAÇÃO

Paulo Henrique Cabral Dettmer

**“ESTUDO DA CAPACIDADE DE DESCARGA DE VERTEDOUROS DE BAIXA QUEDA
COM ELEVADO GRAU DE SUBMERGÊNCIA”**

Dissertação aprovada como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre, pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental do Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, pela comissão formada pelos professores:

PRESIDENTE:



José Junji Ota

Universidade Federal do Paraná
Orientador

MEMBROS:



André Luiz Tonso Fabiani

Universidade Federal do Paraná



Geraldo de Freitas Maciel

Universidade Estadual Paulista



Tobias Bleninger

Universidade Federal do Paraná



Alexandre Guetter

Universidade Federal do Paraná

Curitiba, 18 de abril de 2013

Este trabalho é dedicado à minha família.

AGRADECIMENTOS

Os agradecimentos principais são direcionados aos meus pais por terem investido amor e dedicação na minha criação, a minha esposa por ter me apoiado durante o curso de mestrado e ao Professor José Junji Ota por me dar a oportunidade de trabalhar no Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza CEHPAR, onde foram desenvolvidos os trabalhos.

*“Não vos amoldeis às estruturas deste mundo,
mas transformai-vos pela renovação da mente,
a fim de distinguir qual é a vontade de Deus:
o que é bom, o que Lhe é agradável, o que é perfeito.
(Bíblia Sagrada, Romanos 12, 2)*

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo desenvolvido em modelo reduzido de um vertedouro na escala geométrica 1/70, construído no laboratório de hidráulica no CEHPAR. Neste modelo foi investigada a redução da capacidade de descarga ocasionada pelo afogamento da estrutura por jusante, pela elevação dos pisos a jusante e a montante da crista e pela variação do raio da curva que liga a soleira ao perfil horizontal. A literatura dispõe de um vasto conhecimento técnico sobre vertedouros com descarga livre. As várias obras construídas no Brasil forneceram informações importantes que permitem aos projetistas prever o comportamento das estruturas com precisão. No entanto, o comportamento de vertedouros de baixa queda é ainda pouco conhecido tecnicamente. A submergência e as características geométricas de um vertedouro afetam a capacidade de descarga, fator que caracteriza a importância do presente trabalho. Este estudo foi motivado pela dificuldade dos projetistas em determinar, com precisão, a capacidade de descarga de vertedouros de baixa queda, muito frequente em obras atuais. Foram realizados quatrocentos ensaios que enriquecem os conhecimentos fornecidos por Bradley (1945) que é a principal referência no assunto. O presente trabalho verifica a ferramenta disponível para o dimensionamento destas estruturas e investiga sua precisão na definição da capacidade de descarga de vertedouros de ogiva baixa com submergência. O estudo também sugere a adoção de um novo tipo de perfil de soleira vertente para vertedouros que operam em situações extremas de submergência.

Palavras-chaves: Vertedouro de baixa queda, Dimensionamento hidráulico; Submergência; Capacidade de descarga.

ABSTRACT

This study presents the results obtained in a spillway reduced scale model at scale 1/70, built in CEHPAR hydraulics laboratory. In this model was investigated the reduction of discharge capacity due to the submergence effects, by the elevation of upstream and downstream floor and the curve which connects the sill to the horizontal profile. The literature provides a wide knowledge about free overflow spillways. Many spillways were built in Brazil providing important information that allows the designers predict the behavior of these structures with good accuracy. Nevertheless, the behavior of low ogee spillways is little known technically and the submergence and geometric features of a spillway affects the discharge capacity significantly. This study was propelled by the difficult of the designers to determine, with accuracy, the discharge capacity of low ogee spillways, very frequently nowadays. More than 400 tests carried out contributes to the knowledge contained in the studies performed by Bradley (1945). The present study verifies the appliance available in the literature to design these structures and verifies the precision in the definition of the discharge capacity of low ogee submerged spillways. It was studied the use of new geometries to design spillways exposed to severe submergence levels.

Key-words: Low ogee spillway, Hydraulic Design; Submergence; Discharge capacity.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 2.1 – VERTEDOIRO DE SOLEIRA LIVRE - DERIVAÇÃO DO RIO JORDÃO	19
FIGURA 2.2 – VERTEDOIRO DE ENCOSTA - UHE ITAIPU	19
FIGURA 2.3 – VISTA FRONTAL DO VERTEDOIRO LABIRINTO DA PCH BOCAIUVA	20
FIGURA 2.4 – VISTA FRONTAL DO MODELO REDUZIDO DO VERTEDOIRO DA UHE SÃO JOÃO	21
FIGURA 2.5 – FORMA DO JATO LIVRE DE UM VERTEDOIRO COM O PARA- MENTO VERTICAL	22
FIGURA 2.6 – FORMA DO JATO LIVRE DE UM VERTEDOIRO COM O PARA- MENTO INCLINADO	23
FIGURA 2.7 – ELEMENTOS DO PERFIL DA SOLEIRA DE UM VERTEDOIRO . . .	24
FIGURA 2.8 – INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE DE APROXIMAÇÃO E INCLINAÇÃO DO PARAMENTO NA FORMA DA CRISTA	25
FIGURA 2.9 – PERFIL DE VERTEDOIRO DE OGIVA BAIXA - UHE SÃO SALVADOR	25
FIGURA 2.10–ESCOAMENTO SOBRE VERTEDOIRO DE BORDA DELGADA	27
FIGURA 2.11–COEFICIENTE DE DESCARGA PARA OPERAÇÃO COM A CARGA DE PROJETO	29
FIGURA 2.12–VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE DESCARGA COM A INCLINAÇÃO DO PARAMENTO DE MONTANTE	30
FIGURA 2.13–COEFICIENTE DE DESCARGA PARA CARGA DE OPERAÇÃO DIFE- RENTE DA CARGA DE PROJETO	31
FIGURA 2.14–COEFICIENTE DE DESCARGA E PRESSÃO PARA ESCOAMENTO EM SOBRECARGA	31
FIGURA 2.15–VARIAÇÃO DA PRESSÃO SOBRE A CRISTA - INFLUÊNCIA DA CON- TRACURVA <i>BULL LAKE HPP</i>	32
FIGURA 2.16–CORTE ESQUEMÁTICO DO VERTEDOIRO DE WANAPUN	33
FIGURA 2.17–CROQUI DA INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL UTILIZADA POR BRA- DLEY	35
FIGURA 2.18–REDUÇÃO DO COEFICIENTE DE DESCARGA POR EFEITO DO PISO E AFOGAMENTO POR JUSANTE	36
FIGURA 2.19–TIPOS DE ESCOAMENTO E PRESSÕES NA BASE DO VERTEDOIRO	37
FIGURA 3.1 – CORTE TÍPICO DA ESTRUTURA PILOTO UTILIZADA NO P&D ANEEL	41
FIGURA 3.2 – ESTRUTURA PILOTO UTILIZADA NO P&D ANEEL	41
FIGURA 3.3 – CONTRACURVAS INVESTIGADAS NA ESTRUTURA PILOTO	43
FIGURA 3.4 – CURVA DOS COEFICIENTES DE DESCARGA DA ALTERNATIVA 01 .	44

FIGURA 4.1 – CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS OBSERVADAS E MEDIDAS DURANTE O ESTUDO	46
FIGURA 4.2 – ESCOAMENTO TIPO 1	48
FIGURA 4.3 – ESCOAMENTO TIPO 2	48
FIGURA 4.4 – ESCOAMENTO TIPO 3	49
FIGURA 4.5 – ESCOAMENTO TIPO 4	49
FIGURA 4.6 – INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DO PISO A JUSANTE NA CAPACIDADE DE DESCARGA	51
FIGURA 4.7 – INFLUÊNCIA DO GRAU DE SUBMERGÊNCIA NA CAPACIDADE DE DESCARGA	51
FIGURA 4.8 – PONTOS EXPERIMENTAIS PLOTADOS NO ÁBACO PARA DIMENSIONAMENTO DE VERTEDOUROS AFOGADOS POR JUSANTE	53
FIGURA 4.9 – REDUÇÃO CALCULADA VS REDUÇÃO EXPERIMENTAL	54
FIGURA 4.10–RELAÇÃO ENTRE A CAPACIDADE DE DESCARGA CALCULADA E PREVISTA PELO MÉTODO DE Bradley (1945)	56
FIGURA 4.11–ZONA DE SEPARAÇÃO COM FORMAÇÃO DE VÓRTICES A JUSANTE DA CRISTA $h_d/H= 0,08$ e $(h_d + d)/H =1,42$	57
FIGURA 4.12–COMPARATIVO ENTRE O PERFIL CREAGER E PERFIL COM CONTRACURVA DE GRANDE RAIOS	57
FIGURA 4.13–ZONA DE SEPARAÇÃO (TURBILHONAMENTO) COM FORMAÇÃO DE VÓRTICES	59
FIGURA 4.14–ALTERNATIVAS ESTUDADAS NO MODELO REDUZIDO SECCIONAL DO VERTEDOURO DA UHE-BELO MONTE	60
FIGURA 4.15–ZONA DE SEPARAÇÃO COM FORMAÇÃO DE VÓRTICES A JUSANTE DA CRISTA - ALTERNATIVA 01 UHE BELO MONTE	61
FIGURA 4.16–ESCOAMENTO APÓS A MODIFICAÇÃO NO PERFIL DA SOLEIRA DO VERTEDOURO DA UHE BELO MONTE	62

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – VERTEDOUROS DE BAIXA QUEDA RECENTEMENTE PROJETADOS NO SETOR ELÉTRICO BRASILEIRO	42
TABELA 2 – PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA PILOTO	42
TABELA 3 – COEFICIENTES DE DESCARGA EXPERIMENTAIS PARA DESCARGA LIVRE - ALTERNATIVA 01 - VALORES DE PROTÓTIPO	44
TABELA 4 – CONFRONTO ESTATÍSTICO DOS VALORES DO COEFICIENTE DE DESCARGA EXPERIMENTAL E CALCULADO POR FAIXAS DE GRAU DE SUBMERGÊNCIA	55
TABELA 5 – ENSAIO DE CAPACIDADE DE DESCARGA - PERFIL TRADICIONAL	58
TABELA 6 – ENSAIO DE CAPACIDADE DE DESCARGA - CONTRACURVA COM RAIO DE 128 m	58
TABELA 7 – CAPACIDADE DE DESCARGA DOS PERFIS TIPO PADRÃO	61
TABELA 8 – COMPARAÇÃO ENTRE A CAPACIDADE DE DESCARGA DOS PERFIS DE SOLEIRA ESTUDADOS NO MODELO DO VERTEDOURO DA UHE BELO MONTE	62
TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)	65
TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)	66
TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)	67
TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)	68
TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)	69
TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)	70
TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)	71
TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)	72
TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)	73
TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)	74
TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)	75

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ANEEL	Agência Nacional de Energia Elétrica.
CEHPAR	Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza.
ELETRONORTE	Centrais Elétricas do Norte do Brasil S/A.
LACTEC	Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento.
m.c.a	Metro de Coluna de Água.
PCH	Pequena Central Hidroelétrica.
PPGERHA	Programa de Pós Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental.
UFPR	Universidade Federal do Paraná.
UHE	Usina Hidroelétrica.
UNESP	Universidade Estadual Paulista.
USBR	United States Bureau of Reclamation.
P&D	Pesquisa e Desenvolvimento.

LISTA DE SÍMBOLOS

C	Coeficiente de Descarga [$L^{1/2}/T$]
C_c	Coeficiente de Contração [-]
C_{calc}	Coeficiente de Descarga Calculado de Acordo com a Literatura [$L^{1/2}/T$]
C_d	Coeficiente de Descarga Adimensional [$L^{1/2}/T$]
C_s	Coeficiente de Descarga para Escoamentos Afogados [$L^{1/2}/T$]
C_{exp}	Coeficiente de Descarga Obtido Experimentalmente [$L^{1/2}/T$]
CMP	Cheia Máxima Provável [L^3/T]
d	Profundidade do Escoamento a Jusante do Vertedouro [L]
E_{min}	Energia Mínima do Escoamento [L]
g	Aceleração da Gravidade [L/T^2]
H	Carga Hidráulica de Operação [L]
h_c	Altura Crítica do Escoamento [L]
H_D	Carga de Projeto do Vertedouro [L]
h_d	Desnível Entre a Carga de Montante e o Nível de Jusante do Vertedouro [L]
h_d/H	Grau de Submergência [-]
$(h_d + d)/H$	Posição do Piso a Jusante do Vertedouro [-]
K	Coeficiente da Ogiva do Vertedouro [-]
E_{min}	Energia Mínima do Escoamento [L]
K_s	Rugosidade Equivalente em Grão de Areia [L]
L	Largura do Vertedouro [L]
n	Expoente para Cálculo da Soleira do Vertedouro [L]
n'	Número de Manning [$T/L^{-1/3}$]
Q	Vazão [L^3/s]

q	Vazão Específica [L^2/T]
Q_{10000}	Cheia Para com Tempo de Recorrência de 10.000 anos [L^3/T]
$R(\%)$	Redução no Coeficiente de Descarga Devido à Submergência [—]
s^*	Quociente entre a Lâmina de Água a montante e a Jusante, Ambos Relativos à crista do Vertedouro [—]
S_f	Declividade [L/L]
U	Velocidade Média do Escoamento [L/T]
y	Profundidade Característica do Escoamento [L/L]

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1	VERTEDOUROS – FUNÇÃO	18
2.2	VERTEDOUROS – TIPOS	18
2.3	PRINCIPAIS COMPONENTES	21
2.4	PERFIL DA SOLEIRA VERTENTE	22
2.5	CAPACIDADE DE DESCARGA	26
2.6	DISSIPADOR DE ENERGIA	33
2.7	REDUÇÃO NO COEFICIENTE DE DESCARGA PRODUZIDA PELA SUBMERGÊNCIA POR JUSANTE	34
3	MATERIAIS E MÉTODOS	38
3.1	INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL	38
3.2	METODOLOGIA EXPERIMENTAL	41
3.3	CAPACIDADE DE DESCARGA COM ESCOAMENTO LIVRE	43
3.4	CAPACIDADE DE DESCARGA DO ESCOAMENTO AFOGADO	45
4	RESULTADOS EXPERIMENTAIS	46
4.1	TIPOS DE ESCOAMENTO	47
4.2	EFEITOS REDUTORES DA CAPACIDADE DE DESCARGA	47
4.3	ESTUDO DE CASO - APLICAÇÃO AO PROJETO DO VERTEDOURO DA UHE BELO MONTE	59
5	CONCLUSÃO	63
	REFERÊNCIAS	65
6	ANEXO	67

1 INTRODUÇÃO

O vertedouro caracteriza-se por uma estrutura que permite a passagem segura das enchentes, protegendo a obra e garantindo a sua integridade. É muito natural que se selecione primeiramente os melhores locais para se instalar as grandes usinas hidrelétricas. Consideram-se como melhores aqueles locais onde há grandes quedas com grandes vazões, em vales estreitos para que a área inundada seja a menor possível. Normalmente o arranjo dessas obras permite o projeto de um vertedouro com descarga livre a jusante.

Hoje, no entanto, há necessidade de se aproveitar locais menos favoráveis em termos de queda, porém com grande potencial a desenvolver considerando a abundância de vazão nos rios brasileiros. Surge com isso a necessidade de se projetar vertedouros de baixas quedas com considerável submergência por jusante.

Há um grande conhecimento técnico sobre vertedouros com descarga livre. As inúmeras obras construídas também fornecem informações que permitem prever o comportamento de um vertedouro com precisão. Entretanto o comportamento hidráulico dos vertedouros de baixa queda ainda continua sendo pouco conhecido tecnicamente, principalmente em relação à capacidade de descarga, que pode ser consideravelmente afetada pelas condições de submergência. Existem projetos de usinas hidrelétricas com vertedouros que operam com baixíssimo desnível no caso de grandes cheias. Nesses casos a submergência tem forte influência na capacidade de descarga da estrutura, dificultando consideravelmente o pré-dimensionamento do vertedouro.

O critério mais utilizado para o pré-dimensionamento de vertedouros com alto grau de submergência é o método desenvolvido por Bradley (1945). Esse trabalho sugere a utilização de um ábaco que permite prever a redução na capacidade de descarga em função do grau de afogamento e características geométricas da estrutura. Em 1987, o critério sugerido nos estudos de Bradley (1945) foi publicado no livro *Design of Small Dams*, U.S. Army Corps of Engineers (1987). Este trabalho foi desenvolvido para vertedouros de ogiva alta com paramento de montante vertical, diferente dos perfis utilizados em usina de baixa queda, que possuem paramento de montante inclinado e soleira com perfis de ogiva baixa. Além disso, há poucos trabalhos na literatura que possam confrontar e atestar a confiabilidade e acurácia do ábaco sugerido por essa publicação.

Esta dissertação teve como objetivo verificar a confiabilidade do ábaco publicado pelo U.S. Army Corps of Engineers (1987) e colocar à disposição da tecnologia brasileira conhecimentos específicos novos sobre este tipo de estrutura. A tendência atual no Brasil de construção de barragens mais baixas que as construídas nas décadas passadas, estão levando a adoção de estruturas pouco utilizadas anteriormente, justificando a importância do presente estudo.

O critério sugerido por Bradley (1945) foi confrontado com os resultados obtidos em modelo reduzido bidimensional de um vertedouro de baixa queda construído no CEHPAR. Nesse modelo foram realizados quatrocentos ensaios abrangendo diversas condições de operação; graus de submergência (afogamento por jusante), formatos de contracurva para diferentes elevações da bacia de dissipação.

Os resultados obtidos no modelo ajudaram a verificar a faixa onde o ábaco sugerido por Bradley (1945) é confiável. Ao final do trabalho os experimentos permitiram verificar que, para condições elevada submergência por jusante, o perfil clássico da soleira de vertedouros não é adequado. A partir desta conclusão foi possível sugerir novos perfis de soleira para vertedouros submetidos a elevado grau de submergência obtendo-se ganhos em termos de capacidade de descarga para a vazão de projeto, sendo inclusive adotado no projeto do vertedouro da UHE-Belo Monte.

O presente trabalho foi desenvolvido em conjunto com um projeto de pesquisa e desenvolvimento P&D Aneel, ciclo 2005/2006 que foi desenvolvido pelo CEHPAR/LACTEC e pela ELETRONORTE S.A.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 VERTEDOUROS – FUNÇÃO

A função dos vertedouros é passar as enchentes com segurança pela seção da barragem, evitando seu transbordamento. É um órgão de descarga cuja frequência de operação depende muito das dimensões relativas do reservatório – volume útil em termos do deflúvio médio anual (PINTO, 1987).

O uso adequado do vertedouro permite também controlar os volumes dos reservatórios a montante e a jusante controlando a vazão efluente pela manobra das comportas. Assim, a regra de operação dos vertedouros pode ser bastante complexa em certos casos. Há necessidade, portanto, do órgão de operação da usina de se conhecer a real capacidade de descarga dos vertedouros. A má operação do vertedouro pode conduzir a enchentes artificiais e perdas de água (consequentemente de energia). A capacidade máxima do vertedouro é um valor de referência, pois indica a segurança que o vertedouro pode dar à obra no caso de uma enchente extrema. Em geral, define-se assim o que se chama cheia de projeto.

A cheia de projeto é definida com base na importância da obra e na natureza do risco, conforme os critérios sugeridos pela ELETROBRAS (2003). A cheia máxima provável (*CMP*) e a cheia de período de recorrência de 10.000 anos (Q_{10000}) são os valores normalmente adotados para cheia de projeto nas grandes barragens brasileiras. Deve-se considerar que tanto a *CMP* como a Q_{10000} representam valores incertos que exigem uma avaliação subjetiva em função das características da própria obra. Quando os riscos para a vida humana são baixos ou os danos econômicos resultante da ruptura da barragem moderados, a enchente de projeto pode ser definida com base em critério econômico de minimização do valor esperado da soma do custo da obra e do custo do risco.

2.2 VERTEDOUROS – TIPOS

Os vertedouros podem ser do tipo de soleira vertente como é o caso do vertedouro de Dona Francisca, que constitui hoje um tipo bastante utilizado pelo advento do concreto compactado com rolo. São soleiras livres, de ogiva alta, que descarregam a vazão à medida que o nível de água aumenta com o acúmulo de água no reservatório. Os vertedouros de Foz do Areia, Segredo, Salto Santiago, Itaipu são do tipo de encosta, com um canal de aproximação escavado em rocha, crista onde se controla a vazão, canal de alta velocidade de escoamento, e defletor instalado no seu final. Em regiões montanhosas, pode ser útil o vertedouro em túnel, que descarrega a vazão vertida através de um túnel. No seu final também pode ter uma estrutura defletora do escoamento, é o caso do vertedouro de Irapé, no rio Jequitinhonha. As FIGURAS 2.1 e 2.2 ilustram um vertedouro de soleira vertente e um vertedouro de encosta

respectivamente.

FIGURA 2.1 – VERTEDOURO DE SOLEIRA LIVRE - DERIVAÇÃO DO RIO JORDÃO



FIGURA 2.2 – VERTEDOURO DE ENCOSTA - UHE ITAIPU



FONTE:- original de (ICOLD / CBDB, 2002)

Para vazões menores, pode-se instalar um vertedouro do tipo tulipa, que como diz o nome, tem formato tal que a vazão vertida em uma estrutura circular é coletado no seu centro para um túnel. O vertedouro em sifão não muito comum em nosso meio tem sua utilidade pelo controle especial. Com muitas pequenas centrais hidrelétricas em projeto, começaram aparecer no nosso meio o vertedouro do tipo labirinto, que é uma solução interessante quando há necessidade de aumentar o comprimento da crista do vertedouro sem aumentar a largura total da estrutura, a 2.3 ilustra o vertedouro labirinto da PCH Bocaiúva no Mato Grosso.

FIGURA 2.3 – VISTA FRONTAL DO VERTEDOIRO LABIRINTO DA PCH BOCAIUVA



FONTE: Cravari Geração de Energia S.A.

Obviamente, as primeiras grandes usinas foram construídas em locais mais favoráveis, com grandes quedas e grandes vazões, por exemplo, em locais onde se podiam instalar vertedouros de encostas.

Hoje, no entanto, são construídas usinas em locais razoavelmente favoráveis, mas sem chances de operar com vertedouros livres. Apareceram os vertedouros de baixa queda e em alguns casos com submergência por jusante. É o caso dos vertedouros das usinas de São João, São José, São Salvador, Santo Antônio, Jirau, Belo Monte, Baixo Iguaçu, Estreito, etc. Nesses casos, a capacidade de descarga é influenciada pelas condições a jusante da crista. Este tipo de vertedouros é o objeto da presente pesquisa. A FIGURA 2.4 apresenta o modelo reduzido do vertedouro da UHE São João.

FIGURA 2.4 – VISTA FRONTAL DO MODELO REDUZIDO DO VERTEDOURO DA UHE SÃO JOÃO



FONTE: CEHPAR/LACTEC

2.3 PRINCIPAIS COMPONENTES

As estruturas de controle são principalmente do tipo soleiras e orifícios. Em alguns casos pode ter controle dado pelo próprio conduto (definida pela resistência ao escoamento). Após passar pelo controle, a vazão vertida passa por condutos (canais e túneis). A estrutura terminal de um vertedouro normalmente é um dissipador de energia do tipo ressalto hidráulico como é a do vertedouro da UHE Porto Colômbia ou um defletor em salto de esqui, como é no caso do vertedouro da UHE Itaipu.

No caso de vertedouros de baixa queda o escoamento a jusante da crista (no canal ou no dissipador de energia) pode afetar a capacidade de descarga. Pressionado pela necessidade de se conceber estruturas econômicas, já existem projetos em que não se prevê a dissipação de energia em forma de ressalto hidráulico. O escoamento é lançado sobre o leito do rio, sem passar por uma estrutura de concreto onde a dissipação de energia é controlada. Nesse caso, há necessidade de se ter uma rocha muito sã a jusante. E a capacidade de descarga pode ser reduzida pelo piso horizontal situado logo a jusante do perfil do vertedouro.

O canal de aproximação pode influir na capacidade de descarga do vertedouro, tornando necessário um projeto com boas condições de aproximação, que não cause muita perda de energia ou assimetria do escoamento. Em geral a grande velocidade de aproximação é

prejudicial ao bom funcionamento do vertedouro. Alguns critérios de projeto são extremamente conservadores, recomendando adotar a velocidade de aproximação média menor que 4m/s. No entanto, analisando os projetos conclui-se que se aceitam velocidades muito maiores em função da economia que isso pode trazer: 5,5m/s (UHE Belo Monte), 6,5m/s (UHE São João e UHE São José), 6 m/s (UHE Barra Grande e UHE Itapebi), 6,25 m/s (UHE São Salvador) e 7,22 m/s (UHE Machadinho).

Em geral os vertedouros de baixa queda são expostos a velocidades de aproximação mais altas o que leva a adoção de um paramento a montante inclinado, geralmente 2:3 ou 3:3, visando principalmente a estabilidade da soleira (PINTO, 1987).

O projeto de encontros laterais que limitam a largura do vertedouro pode ser complexo em consequência dessa alta velocidade de aproximação. A curvatura pode causar um grande desnível no escoamento e o seu projeto estrutural tornar-se difícil. O escoamento pode ficar bastante instável e a pressão pode abaixar muito onde há grande velocidade local.

2.4 PERFIL DA SOLEIRA VERTENTE

A forma clássica da soleira dos vertedouros é baseada no perfil do jato livre de vertedouros retangulares de paredes delgadas sem contração lateral como mostrado nas FIGURAS 2.5 e 2.6.

FIGURA 2.5 – FORMA DO JATO LIVRE DE UM VERTEDOIRO COM O PARAMENTO VERTICAL

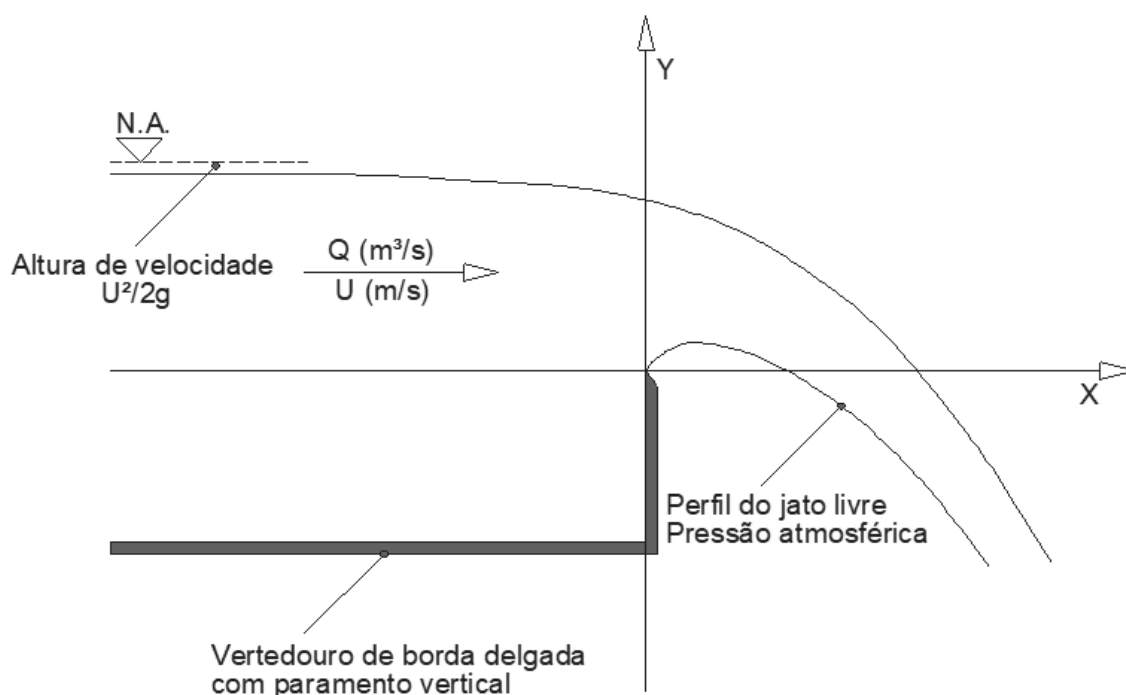
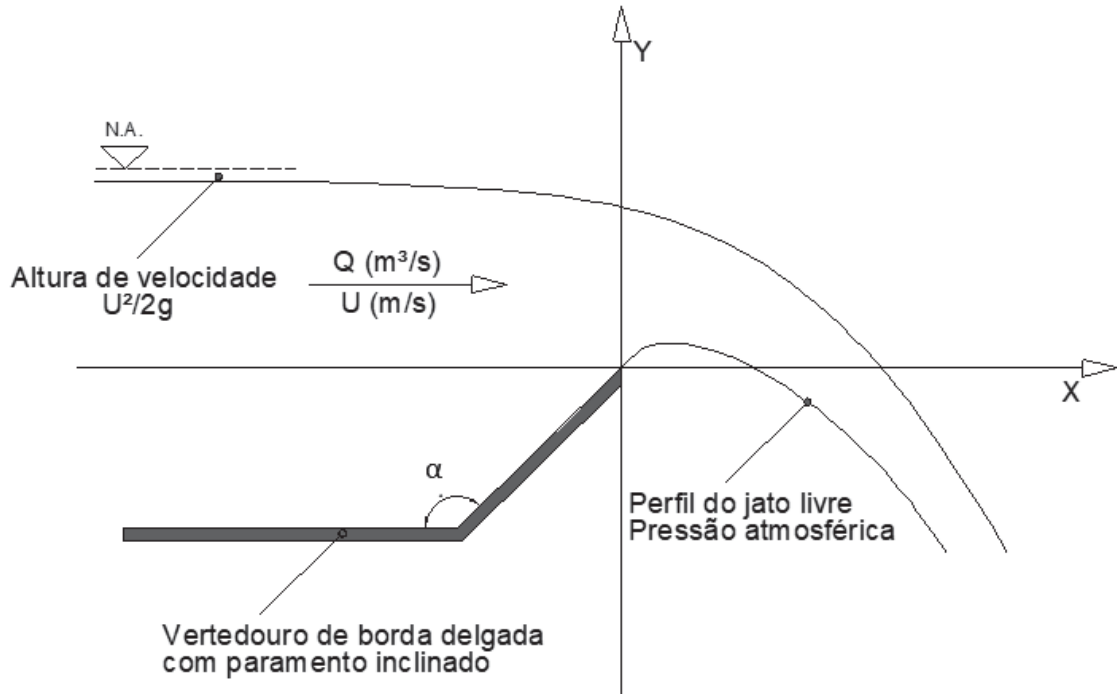


FIGURA 2.6 – FORMA DO JATO LIVRE DE UM VERTEDOURO COM O PARAMENTO INCLINADO



Estudos detalhados do “U.S. Bureau of Reclamation”, 1948, resultaram na fórmula:

$$\frac{y}{H_D} = K \cdot \left(\frac{x}{H_D} \right)^n \quad (2.1)$$

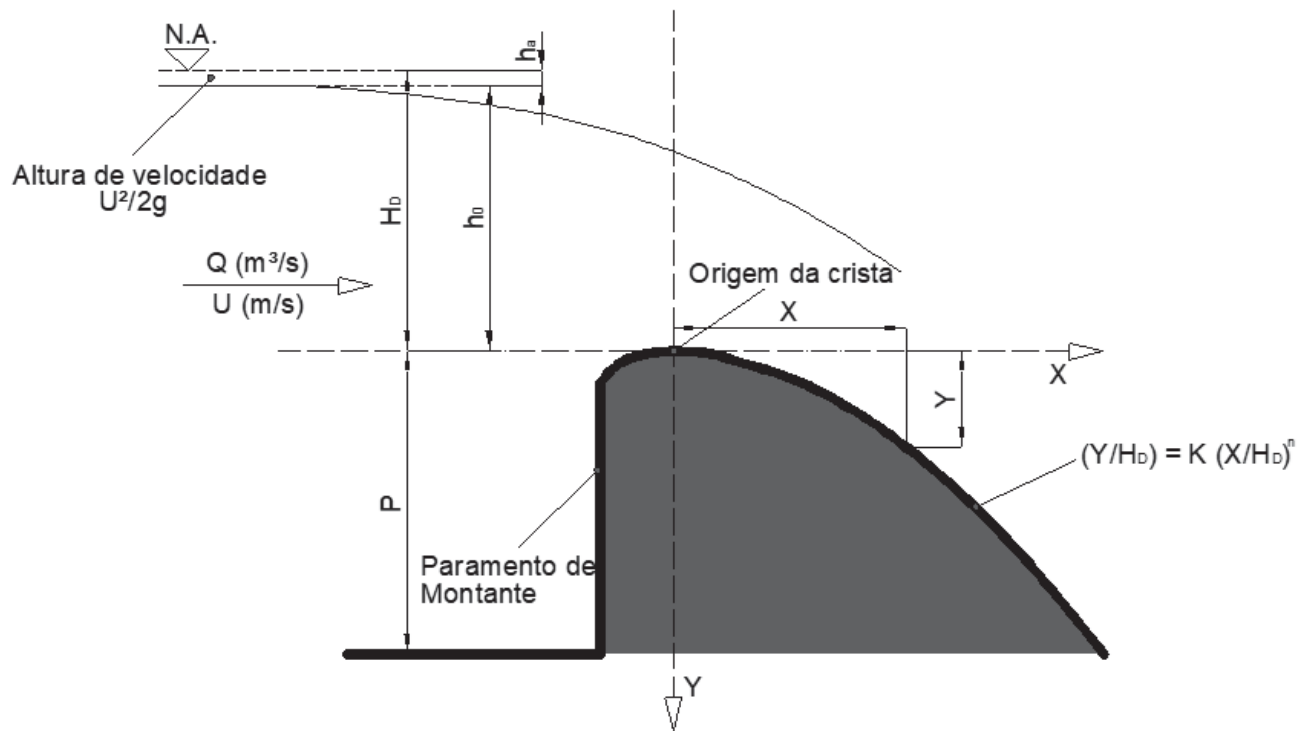
Onde x e y se referem ao sistema de coordenadas cartesianas que tem como origem a crista do vertedouro (ver FIGURA 2.7), H_D é a carga de projeto do vertedouro, o coeficiente K e o expoente n são função da velocidade de aproximação do vertedouro e da inclinação do paramento de aproximação de montante (vertical, 1:3, 2:3, 3:3) conforme mostrado na FIGURA 2.8 (nesta equação o eixo y é orientado para baixo) O trecho da curva da soleira a montante da crista é definida por três curvas circulares concordantes, com raios de $0,5 \cdot H_D$, $0,2 \cdot H_D$, $0,04 \cdot H_D$, respectivamente, no caso de paramento vertical. Para os demais o arranjo é ligeiramente diferente, mas segue o mesmo princípio.

O U.S. Army Corps of Engineers (1987) define uma crista padrão:

$$\frac{y}{H_D} = 0,5 \cdot \left(\frac{x}{H_D} \right)^{1,85} \quad (2.2)$$

Onde se despreza a influência da altura de velocidade. As variações de n e K são relativamente pequenas. Mais comumente n varia de 1,83 a 1,87 e K de 0,47 a 0,51, justificando a ideia da crista padrão. A influência da inclinação do paramento de montante é apresentada

FIGURA 2.7 – ELEMENTOS DO PERFIL DA SOLEIRA DE UM VERTEDOURO



pelo U.S. Army Corps of Engineers (1987), nos gráficos III-7/8/9 do *Hydraulic Design Criteria*. As EQUAÇÕES 2.3 a 2.5 fornecem o formato da soleira a jusante da crista em função da inclinação do paramento de montante.

$$\text{INCLINAÇÃO } 1H:3V \Rightarrow \frac{y}{H_D} = 0,517 \cdot \left(\frac{x}{H_D}\right)^{1,836} \quad (2.3)$$

$$\text{INCLINAÇÃO } 2H:3V \Rightarrow \frac{y}{H_D} = 0,516 \cdot \left(\frac{x}{H_D}\right)^{1,810} \quad (2.4)$$

$$\text{INCLINAÇÃO } 3H:3V \Rightarrow \frac{y}{H_D} = 0,540 \cdot \left(\frac{x}{H_D}\right)^{1,780} \quad (2.5)$$

Para vertedouros com altas velocidades de aproximação, ($\frac{H_D}{P} \geq 1$) é comum o paramento de montante inclinado (2H:3V ou 3H:3V), tendo em vista, entre outras, as condições de estabilidade estrutural da soleira. A FIGURA 2.9 ilustra um vertedouro de ogiva baixa.

FIGURA 2.8 – INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE DE APROXIMAÇÃO E INCLINAÇÃO DO PARAMENTO NA FORMA DA CRISTA

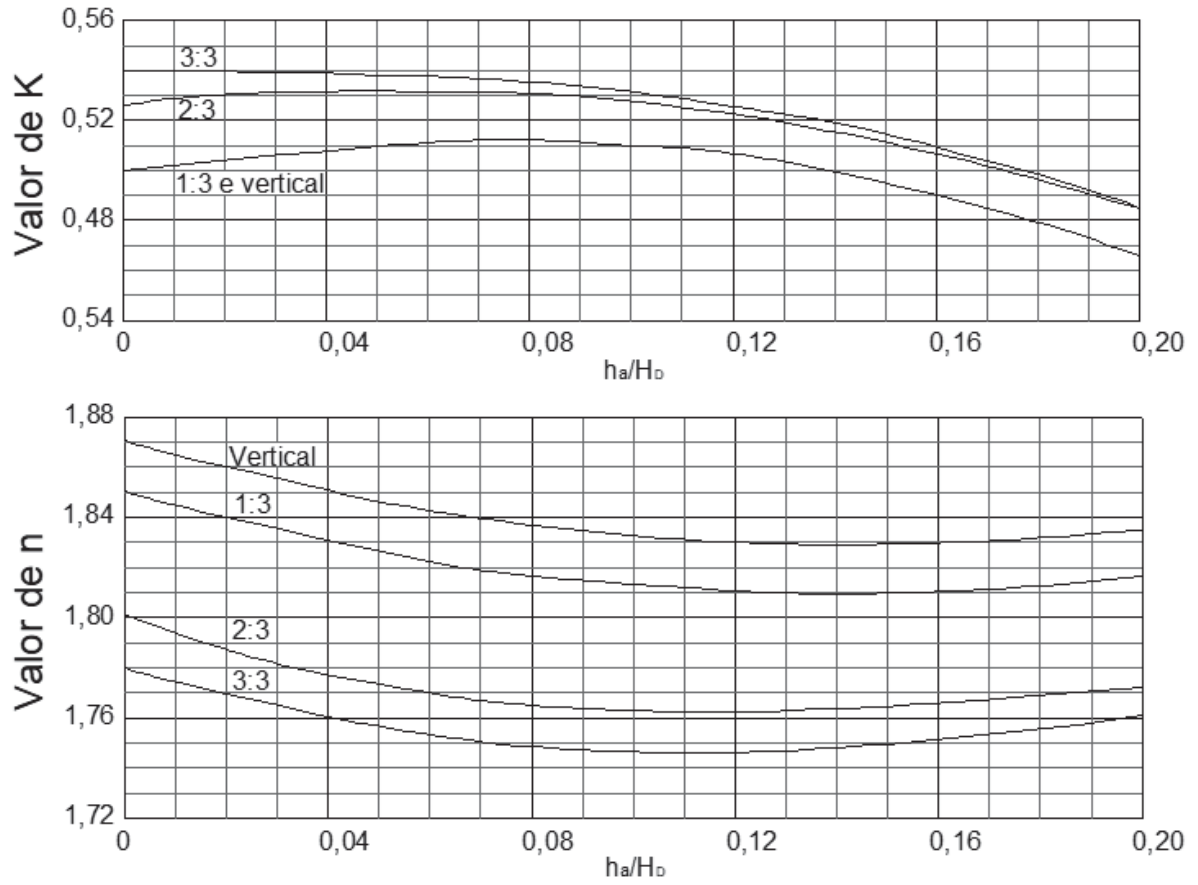
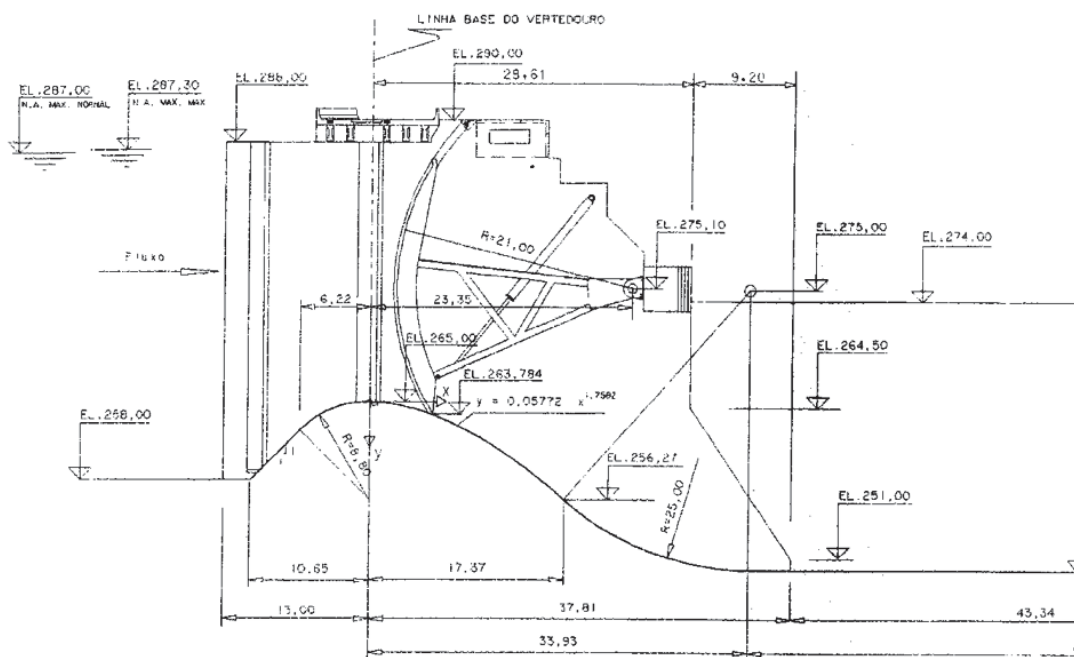


FIGURA 2.9 – PERFIL DE VERTEDOURO DE OGIVA BAIXA - UHE SÃO SALVADOR



FONTE:-(CLEMENTE; OTA; GROSZEWICZ, 2003)

Conforme citado em Rouse (1961) a diferença no campo de pressões provocada pela estagnação na base e alta velocidade sobre a crista conduz à formação de vórtice, que pode ser prejudicial ao escoamento. Assim, a adoção de paramento inclinado é hidraulicamente mais favorável, principalmente quando a velocidade de aproximação é elevada. Sabendo ou não sobre esse último benefício, há muitos projetos em que se optam pelo paramento inclinado.

Nos vertedouros baixos, existe uma importância grande da contra curva de jusante na distribuição de pressões ao longo da crista, que influencia o critério de definição do perfil do vertedouro.

Para um escoamento com a carga de projeto sobre um vertedouro que segue o perfil do jato livre, as pressões ao longo da crista são levemente positivas devido ao desenvolvimento da camada limite. Para vazões superiores à vazão para qual se definiu a crista, as pressões são negativas. Se a carga de operação for muito superior à carga de projeto as pressões podem atingir valores próximos às pressões de vapor, produzindo-se o fenômeno da cavitação. Uma carga hidráulica (H) excessiva ($H > 2 \cdot H_D$) pode resultar no descolamento da lâmina da água.

Na definição do projeto a forma da soleira é normalmente definida por uma carga de projeto igual ou inferior à carga máxima prevista. Como a carga máxima é geralmente de ocorrência muito rara pode-se admitir pressões negativas ao longo da soleira. Segundo o livro *Handbook of Applied Hydraulics* (DAVIS; SORENSEN, 1969), sugerem aceitar pressões negativas de até -6,0 m.c.a (metro de coluna da água) para a passagem da carga de projeto.

2.5 CAPACIDADE DE DESCARGA

A vazão de um vertedouro operando sem controle de comportas é definida pela seguinte equação:

$$Q = C \cdot L \cdot H^{\frac{3}{2}} \quad (2.6)$$

Sendo Q = vazão (em $\frac{m^3}{s}$), C = coeficiente de descarga (em $\frac{m^{1/2}}{s}$) que depende das características geométricas do vertedouro e da carga de operação, L = largura efetiva do vertedouro (em m) e H = carga hidráulica contada a partir da crista (em m).

Seções de controle como a soleira ou o estreitamento constituem-se elementos que permitem determinar a vazão de um escoamento. De fato, se sobre uma soleira espessa (ou em um estreitamento) se estabelece h_c (profundidade crítica) tem-se a carga H igual à E_{min} (energia mínima – que corresponde ao mínimo de energia com que determinada vazão pode escoar em uma seção) pode se escrever:

$$H = E_{min} = \frac{3}{2} h_c = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (2.7)$$

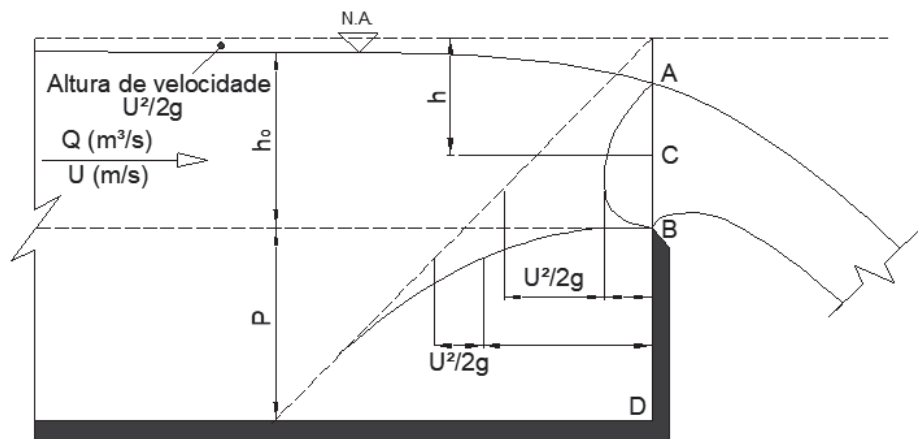
Onde q é a vazão por unidade de largura e g a aceleração da gravidade. Isolando a vazão, multiplicando pela largura L , tem-se a vazão Q :

$$Q = 1,705 \cdot L \cdot H^{\frac{3}{2}} \quad (2.8)$$

Conclui-se que no caso de uma soleira espessa, o coeficiente de descarga teórico é $1,705 \frac{m^{1/2}}{s}$. No caso do perfil de um vertedouro, a curvatura da crista proporciona um aumento nesse coeficiente.

Em termos gerais, considere-se o vertedor retangular de parede delgada da FIGURA 2.10 e suponha-se inexistirem contrações laterais. Henderson (1966) deduz a equação da capacidade de descarga como segue:

FIGURA 2.10 – ESCOAMENTO SOBRE VERTEDOURO DE BORDA DELGADA



FONTE: Adaptado de Henderson (1966)

O ponto D é um ponto de estagnação e nos pontos A e B prevalece a pressão atmosférica. Admita-se ainda, que a mesma pressão se mantenha ao longo de toda a seção AB. Então, no ponto C a velocidade valerá $U = \sqrt{2gH}$ e a vazão por unidade de largura será:

$$q = \int_{U^2/2g}^{h_0+U^2/2g} \sqrt{2g} \cdot h dh = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2g} \cdot \left[\left(\frac{U^2}{2g} + h_0 \right)^{3/2} - \frac{U^2}{2g} \right] \quad (2.9)$$

Englobando eventuais efeitos de contração em um coeficiente C_c ,

$$q = \frac{3}{2} C_c \sqrt{2g} \left[\left(\frac{U^2}{2g} + h_0 \right)^{3/2} - \left(\frac{U^2}{2g} \right)^{3/2} \right] \quad (2.10)$$

Escrevendo a equação em forma compacta, incluindo os efeitos da velocidade de aproximação e da contração em um coeficiente C_d – coeficiente de descarga adimensional, obtém-se:

$$q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2gh_0}^{3/2} \quad (2.11)$$

Onde:

$$C_d = C_c \left[\left(1 + \frac{U^2}{2gh_0} \right)^{3/2} - \left(\frac{U^2}{2gh_0} \right)^{3/2} \right] \quad (2.12)$$

Como a velocidade de aproximação é função da relação h_0/P , pode-se deduzir ser C_d uma função desse valor, o que de fato ocorre, isto é, normalmente o valor de C_d é função de h_0/P , conforme a equação de Rehbock. Seus resultados seguem a equação:

$$C_d = 0,661 + 0,08 \cdot \frac{h_0}{P} \quad (2.13)$$

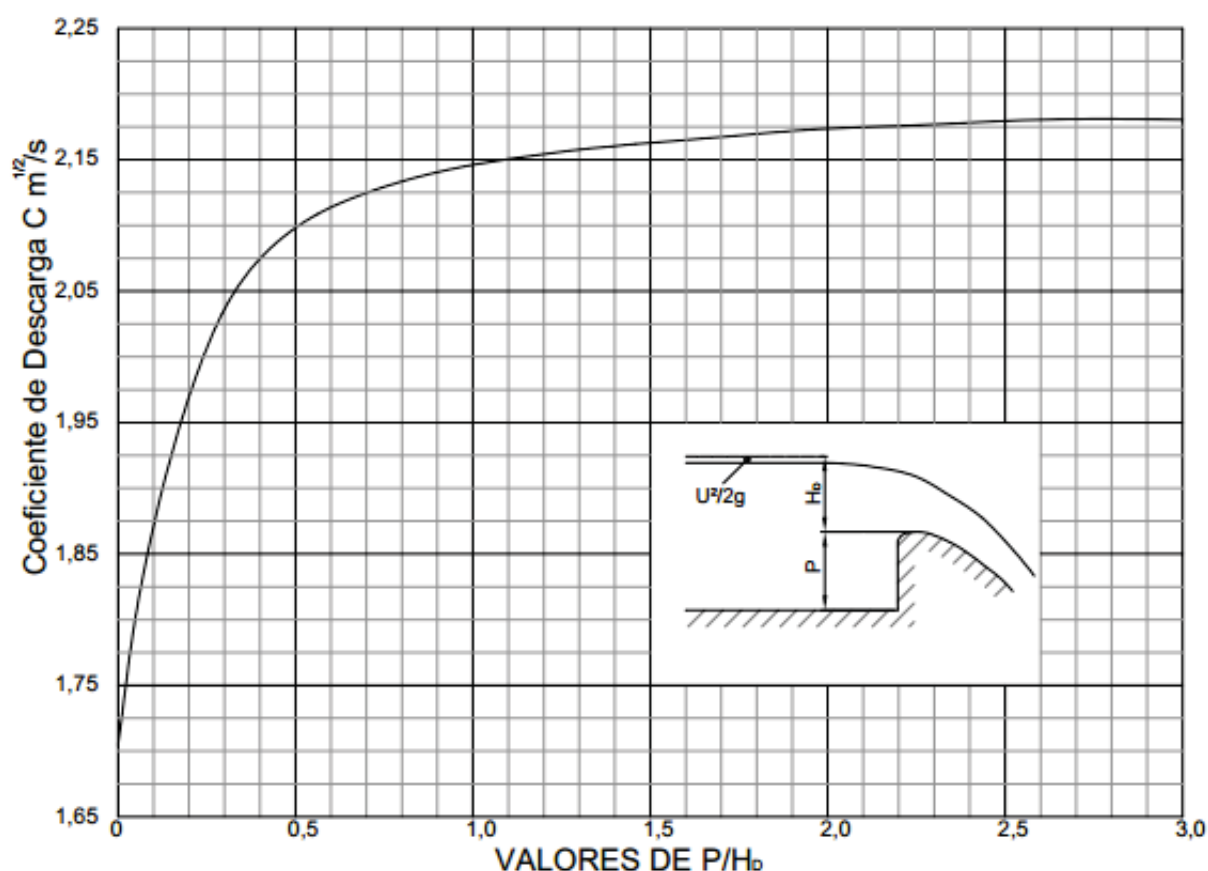
De acordo com essa equação, $C_d = 0,611$ para o caso em que P é muito grande como no caso de vertedouros com grande altura.

No caso de soleira de vertedouros a carga H é tomada a partir da crista e engloba a altura de velocidade $\left(\frac{U^2}{2g}\right)$, portanto, pouco diferente da carga da FIGURA 2.10, que conta a partir da crista da borda delgada, e não do ponto mais alto do jato efluente. Levando em conta que a diferença de carga é $0,11 H_D$, (da ordem de 11% da carga de projeto), conforme valores experimentais feitos pelo USBR (1948) então o valor equivalente do coeficiente para carga igual à de projeto é da ordem de $C = 2,105 \frac{m^{1/2}}{s}$ quando não se conta qualquer efeito de perdas no escoamento de aproximação. Esse valor é razoavelmente próximo ao obtido na prática para $\frac{H}{P}$ muito grande. Na prática sempre tem alguma perda de eficiência. Para pré-dimensionamentos, toma-se o valor do coeficiente C_D para a carga de projeto H_D da ordem de 2,0 no sistema métrico. Mas sabe-se que na realidade, esse valor pode mudar. O livro *Design of Small Dams* (USBR, 1987), mostra um gráfico onde o C_D é função de $\frac{P}{H_D}$.

A inclinação do paramento de montante do vertedouro também influencia a capacidade de descarga conforme ilustrado pela FIGURA 2.12. O coeficiente muda com a relação entre a carga de operação H e a carga de projeto H_D , conforme dado pela FIGURA 2.12.

Olinger, Feil e Tozzi (1994) reuniu vários resultados de modelo reduzido sugerindo curvas práticas para a definição do coeficiente de descarga. Para $H > H_D$ o coeficiente de descarga é maior, e há uma tendência atual de se projetar a crista com H_D de 75% a 80% da carga máxima, como adotado há muito tempo no vertedouro da usina de Segredo - ver Ota (1986). Como visto, a adoção da carga de projeto menor que a carga máxima, desfruta de

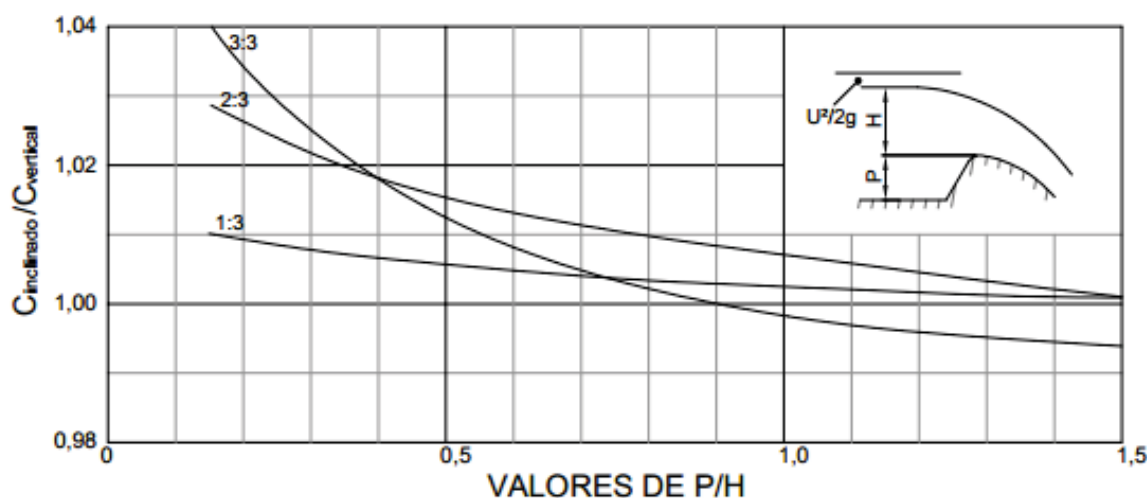
FIGURA 2.11 – COEFICIENTE DE DESCARGA PARA OPERAÇÃO COM A CARGA DE PROJETO



FONTE: Adaptado de USBR (1987)

uma vantagem que é o aumento do coeficiente de descarga, mas isso ocorre em função da diminuição de pressão sobre a crista. Poder-se-ia imaginar que a diminuição da carga de projeto H_D só traz vantagens a não ser o risco à cavitação. Entretanto, testes em laboratório tem comprovado que muito antes da cavitação, pode ocorrer a separação do fluxo sobre a crista e o suposto ganho da capacidade de descarga não ocorre –(POVH; OTA; GROSZEWICZ, 2001). Uma revisão da vazão de enchente de um pequeno vertedouro existente, na barragem de Aipim, no estado da Bahia, conduziu a um considerável aumento da máxima vazão esperada. O risco de cavitação não era a preocupação por se tratar de uma obra pequena, mas foi necessária uma nova análise de estabilidade. Mantendo-se a crista do vertedouro, o campo de pressões foi investigado em um modelo reduzido em simulações com grande sobrecarga. Este estudo mostrou uma tendência de separação do fluxo e uma conseqüente redução do coeficiente de descarga em relação ao que se esperava. Segundo Henderson (1966), esse fato já foi constatado por Rouse & Reid e Dillman, ambos na década de 1930, como plotado FIGURA 2.14, válido para vertedouros livres (sem influência de jusante). Em ordenada o coeficiente de descarga e em abcissa a relação entre a carga de operação e a carga de projeto. De acordo com esse

FIGURA 2.12 – VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE DESCARGA COM A INCLINAÇÃO DO PARAMENTO DE MONTANTE



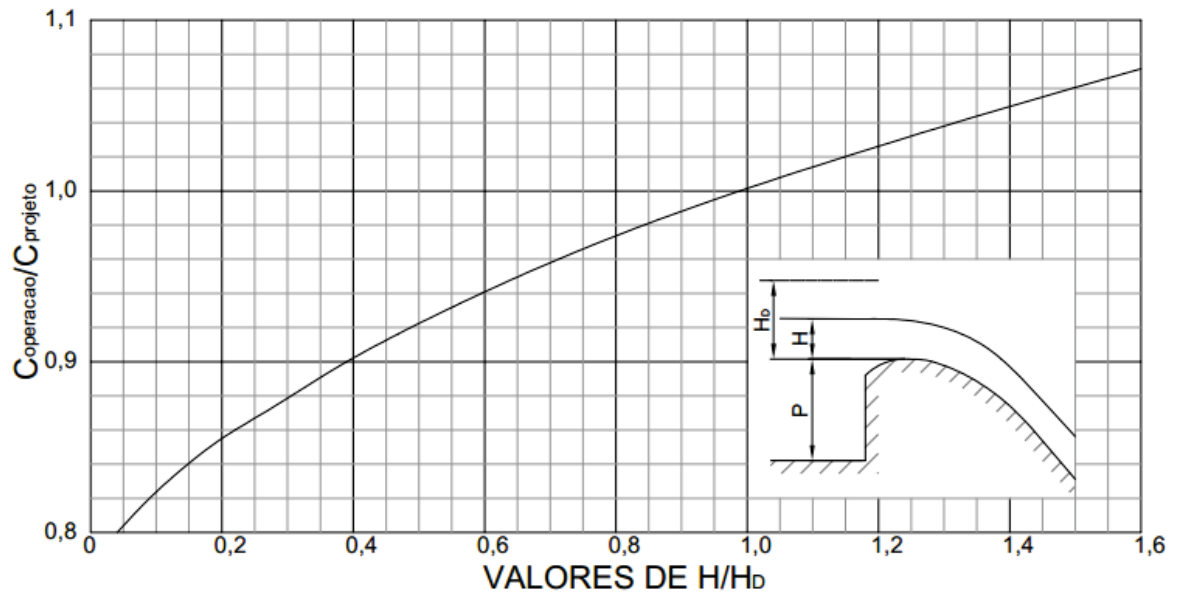
FONTE: Adaptado de USBR (1987)

gráfico, a carga de operação pode exceder a carga de projeto de 50% obtendo um aumento de 10 % no coeficiente de descarga, sem que a pressão chegue aos níveis da cavitação. Nesse gráfico mostra-se a variação da pressão medidas pelos citados investigadores. Quando a carga é excessiva experimenta-se a separação do escoamento na crista, caindo o valor do coeficiente de descarga.

O coeficiente de descarga está intimamente relacionado às pressões nas imediações da crista. A maioria dos perfis de vertedouros é projetada utilizando-se critérios do *U.S. Bureau of Reclamation* ou similares. Estes se baseiam em perfis inferiores de escoamentos efluentes de vertedouros de borda delgada, garantindo teoricamente o estabelecimento de pressão igual à pressão atmosférica na superfície do vertedouro quando se opera com carga igual à de projeto. A capacidade de descarga para essas formas padronizadas é relativamente bem conhecida. Em vertedouros de encosta é comum, entretanto, a existência de uma calha de declividade relativamente pequena logo a jusante e a concordância é feita com uma curva circular côncava simples. Mas o seu efeito sobre a pressão na crista e capacidade de descarga pode ser considerável e não é suficientemente conhecido. Essa transição ocorre também em vertedouros de baixa queda onde ocorre a contracurva que liga o perfil da soleira à laje horizontal. Como regra geral, pode-se afirmar que o aumento de pressões devido à curvatura ocorre em área maior que a ocupada pela superfície côncava, atingindo, quase sempre a própria crista e reduzindo a capacidade de descarga. Esse fato já foi citado em Bradley (1952).

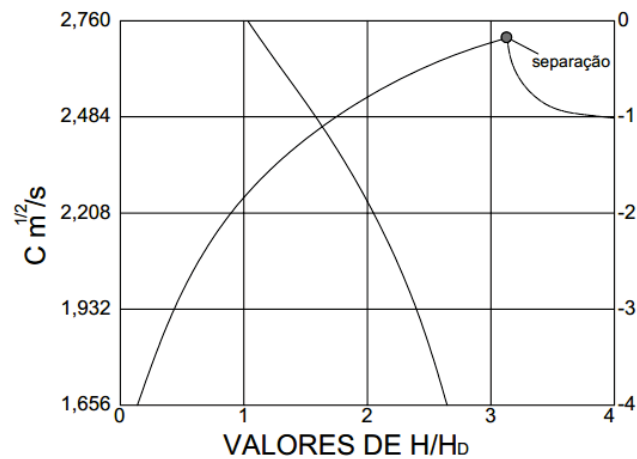
A FIGURA 2.15 mostra a variação da pressão sobre a crista no vertedouro da *Bull Lake HPP* e observa-se muito bem que a pressão sobre a crista não é próximo a zero. Se o

FIGURA 2.13 – COEFICIENTE DE DESCARGA PARA CARGA DE OPERAÇÃO DIFERENTE DA CARGA DE PROJETO



FONTE: Adaptado de USBR (1987)

FIGURA 2.14 – COEFICIENTE DE DESCARGA E PRESSÃO PARA ESCOAMENTO EM SOBRECARGA

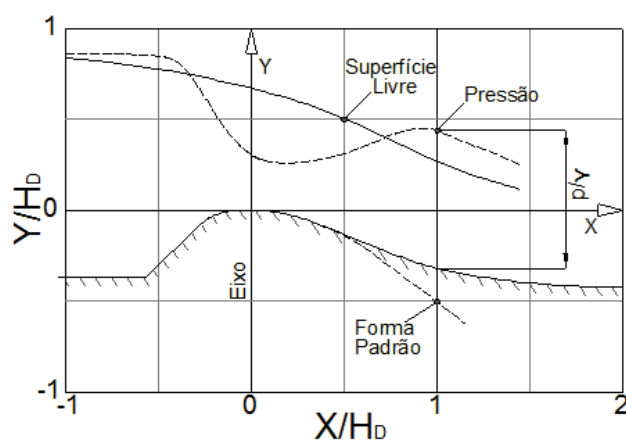


FONTE: Adaptado de Henderson (1966)

perfil seguisse a forma padrão, certamente diminuiria a pressão sobre a crista, influenciando a capacidade de descarga.

O grau de influência da curva depende evidentemente da posição relativa da curva e de seu raio sendo tanto maior quanto mais próxima estiver da crista e menor for o seu raio. A contracurva pode ser um redutor da capacidade de descarga caso aumente a pressão sobre a

FIGURA 2.15 – VARIAÇÃO DA PRESSÃO SOBRE A CRISTA - INFLUÊNCIA DA CONTRACURVA BULL LAKE HPP



FONTE: Adaptado de Bradley (1952)

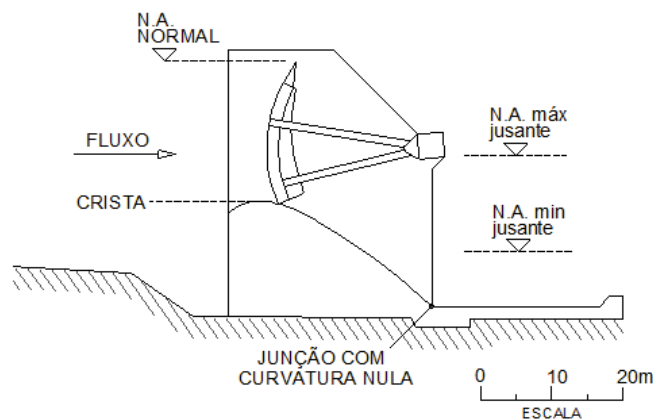
crista. Esse fato foi motivo de pesquisa no vertedouro da UHE Segredo e o projeto da crista foi modificado reduzindo-se a carga de projeto. A redução da carga de projeto significa uma crista mais delgada mas a contracurva compensa o fato e a pressão sobre a crista deixa de reduzir tanto. Como há compensação, a capacidade de descarga também não aumenta na mesma proporção que se reduz a carga de projeto. Com esse procedimento deixou de se perder capacidade de descarga. A redução da carga de projeto é adotada em muitos vertedouros recentes. Em alguns casos, (vertedouros das usinas de Caxias e Mauá) houve redução da carga de projeto mesmo sem a existência da contracurva. Segundo Henderson (1966), em termos da pressão negativa, os estudos de Dillman e Rouse & Reid publicados na década de 1930, indicam que não deve chegar aos níveis da cavitação para os casos normais de vertedouros.

Conforme citado anteriormente, a contracurva parece ser um redutor da capacidade de descarga de um vertedouro. No entanto, esta afirmação deve ser olhada com cautela, pois estudos recentes desenvolvidos pelo CEHPAR mostraram que quando o grau de afogamento é muito grande, como no vertedouro da UHE Belo Monte, a adoção de uma crista mais delgada ($H_0 > H_d$) e uma contra curva de dimensões normais pode reduzir a capacidade de descarga devido à separação do escoamento logo a jusante da crista. Nesse caso foi mais conveniente adotar um perfil não convencional aumentando a capacidade de descarga do vertedouro.

A região da contracurva é de pressão alta. Teoricamente, um canto (curvatura nula) também poderia ser uma solução, desde que isso não cause problemas estruturais e redução excessiva da capacidade de descarga. O vertedouro de Wanapun citado em Davis e Sorensen (1969) - *Handbook of Applied Hydraulics*, é um exemplo típico dessa solução. No canto entre o perfil da soleira e o piso horizontal houve um aumento da pressão e o escoamento mudou substancialmente, conduzindo à economia do comprimento da bacia de dissipação. A introdução

de uma curva de transição requereu maior comprimento da bacia de dissipação.

FIGURA 2.16 – CORTE ESQUEMÁTICO DO VERTEDOURO DE WANAPUN



FONTE: Adaptado de Davis e Sorensen (1969)

2.6 DISSIPADOR DE ENERGIA

O dissipador de energia é outro componente fundamental do vertedouro. O posicionamento do piso do dissipador é de fundamental importância, tanto no processo de dissipação de energia como na definição da capacidade de descarga. O estabelecimento do ressalto hidráulico depende do piso do dissipador e do nível do escoamento a jusante do vertedouro. A existência de blocos dissipadores pode vir a afogar, mesmo que parcialmente, o controle. A alteração do campo de pressões foi estudado tanto pelo *Bureau of Reclamation* (USBR, 1948) como por vários outros pesquisadores.

O dimensionamento da laje do dissipador é feito também levando-se em conta as oscilações de pressões causadas pelas turbulências do ressalto hidráulico. Bellin e Fiorotto (1995) e Fiorotto e Rinaldo (1992) utilizaram de medições eletrônicas em modelos físicos para analisar os esforços decorrentes da flutuação de pressão provocada pelo ressalto hidráulico sobre a bacia de dissipação. Resultados obtidos em modelo reduzido aplicado ao projeto de Karnafuli foram apresentados por (BOWERS; TOSO, 1988). O Lactec CEHPAR realizou estudos em modelo reduzido para verificar o comportamento hidráulico do vertedouro da UHE São Salvador no que diz respeito à determinação das pressões instantâneas na bacia de dissipação e da capacidade de descarga do vertedouro -(POVH et al., 2002) e (CLEMENTE; OTA; GROSZEWICZ, 2003). Por iniciativa de Furnas e com a participação dos laboratórios do FCTH, CEHPAR e do IPH foram medidas pressões instantâneas no protótipo do vertedouro de Porto Colômbia. As pressões medidas com transdutores no laboratório indicaram uma boa coincidência com as medidas de campo. O conhecimento das flutuações é uma informação importante para realizar o dimensionamento das ancoragens da bacia de dissipação.

2.7 REDUÇÃO NO COEFICIENTE DE DESCARGA PRODUZIDA PELA SUBMERGÊNCIA POR JUSANTE

Os dois regimes de escoamento mais significativos são: o escoamento livre, (supercrítico) e o escoamento afogado (subcrítico). A distinção entre os dois tipos de escoamento se deve a ocorrência da altura crítica, usualmente, próximo à crista do vertedouro para escoamento livre. Para se determinar o coeficiente de descarga para um escoamento livre é necessário apenas se conhecer a altura do escoamento à montante da seção de controle. Quando o nível de jusante é suficientemente erguido, a lâmina da água na seção de controle passa a ser maior do que a altura crítica, ocorrendo o escoamento afogado. No escoamento afogado, diferente do escoamento livre, mudanças na profundidade da água a jusante da crista influenciam o nível de água à montante da seção de controle, sendo necessário o conhecimento de ambos os níveis de água para se calcular a capacidade de descarga da estrutura. A condição de escoamento onde o escoamento muda de livre para afogado é comumente conhecida como submergência de transição.

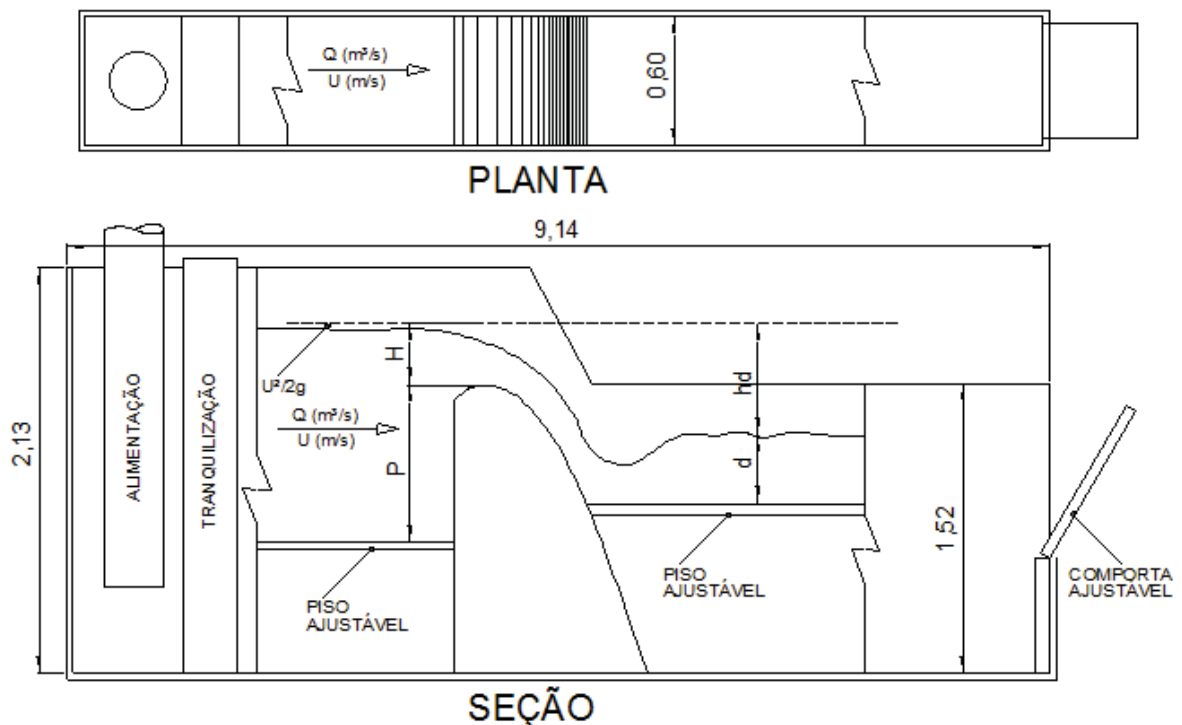
Bradley (1945) sugeriu que a capacidade de descarga para vertedouros afogados é uma função do grau de submergência que corresponde ao quociente entre o desnível entre a carga à montante do vertedouro e o nível de jusante (h_d) pela carga de operação sobre o vertedouro (H) e da posição do piso de jusante $(h_d + d)/H$, onde d é o nível de água a jusante do vertedouro.

Este método é bastante consagrado e foi publicado no *Bureau of Reclamation -Boulder Canyon Project Final Reports – Part IV – Hydraulic Investigations – Bulletin 3 –m Studies of Crests for Overfall Dams*, - (USBR, 1948), esse mesmo trabalho foi incorporado no livro *Design of Small Dams* (U.S. Army Corps of Engineers, 1987). Nesse estudo foram utilizados dois vertedouros para investigar os efeitos redutores da capacidade de descarga. São identificados quatro tipos de escoamento, analisada a redução do coeficiente por efeito da submergência e pela presença de um piso a jusante da crista. O estudo analisa ainda a superfície livre do escoamento e a pressão para dar base ao estudo da estabilidade da estrutura.

Esse trabalho sugere um ábaco composto por diversas curvas que preveem a redução da capacidade de descarga através da plotagem de duas variáveis dimensionais; O grau de submergência (h_d/H) e a posição do piso de jusante $(h_d + d)/H$. Onde h_d é a diferença entre a carga disponível a montante e o nível de jusante e d corresponde a profundidade do escoamento a jusante e H é a carga hidráulica de operação, medida a partir da crista. Pode se observar que quando o valor de h_d/H é próximo de 0 o escoamento é muito afogado e para valores acima de 1 temos escoamento livre. Para valores de $(h_d + d)/H$ próximos a 1,0 temos o piso de jusante na mesma elevação da crista e quanto maior o valor desta variável, mais longe fica o piso da crista do vertedouro. Plotando esses dois parâmetros sobre as curvas é possível identificar o tipo de escoamento que acontece e obter redução do coeficiente de descarga.

Os testes realizados por Bradley (1945) foram feitos com a instalação mostrada na FIGURA 2.17. Inicialmente foram determinados os coeficientes de descarga para escoamentos livre e na sequencia estes eram re-determinados para várias condições envolvendo submergência e diferentes elevações do piso situado a jusante da crista. O fator redução do coeficiente de descarga (em %) foi então plotado para diversas combinações de escoamento que pode ocorrer sobre vertedouros com piso horizontal a jusante da crista.

FIGURA 2.17 – CROQUI DA INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL UTILIZADA POR BRADLEY



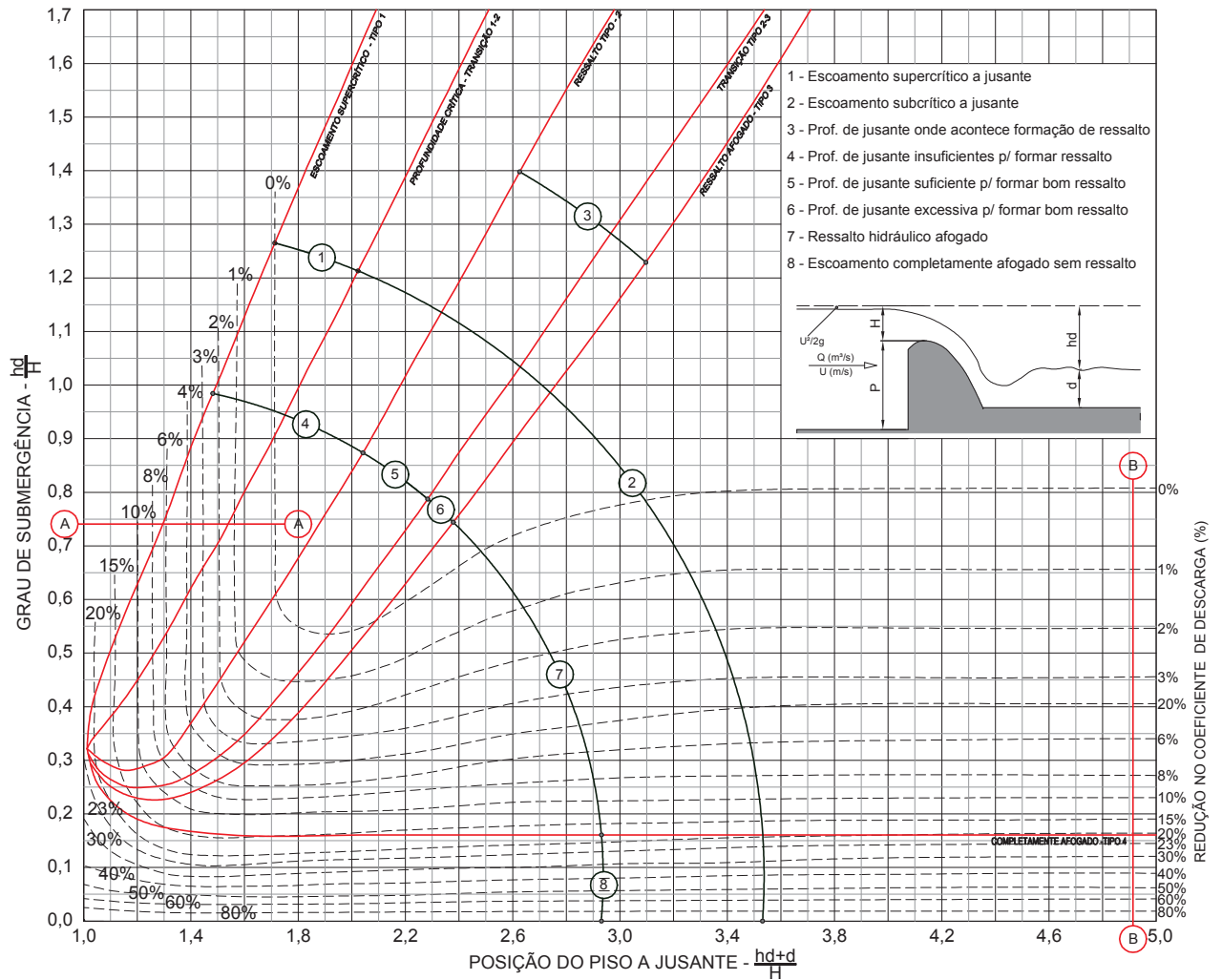
FONTE: Adaptado de Bradley (1945)

Os resultados experimentais foram utilizados para dar origem ao ábaco ilustrado pela FIGURA 2.18, onde as linhas tracejadas indicam a redução do coeficiente de descarga, baseadas no coeficiente de descarga para escoamento livre com mesma carga hidráulica.

Plotando esses dois parâmetros sobre o gráfico é possível identificar o tipo de escoamento que irá ocorrer e prever a porcentagem de redução do coeficiente de descarga em função de parâmetros conhecidos na fase de pré-dimensionamento do vertedouro (vazão e nível de jusante).

O aspecto dos tipos de escoamento indicados na FIGURA 2.18 são ilustrados na 2.19, onde se observa que a medida que se diminuem os valores de H_d/H o escoamento passa de situações de escoamento livre (TIPO 1) até chegar em situações de completa submergência – escoamento TIPO 4.

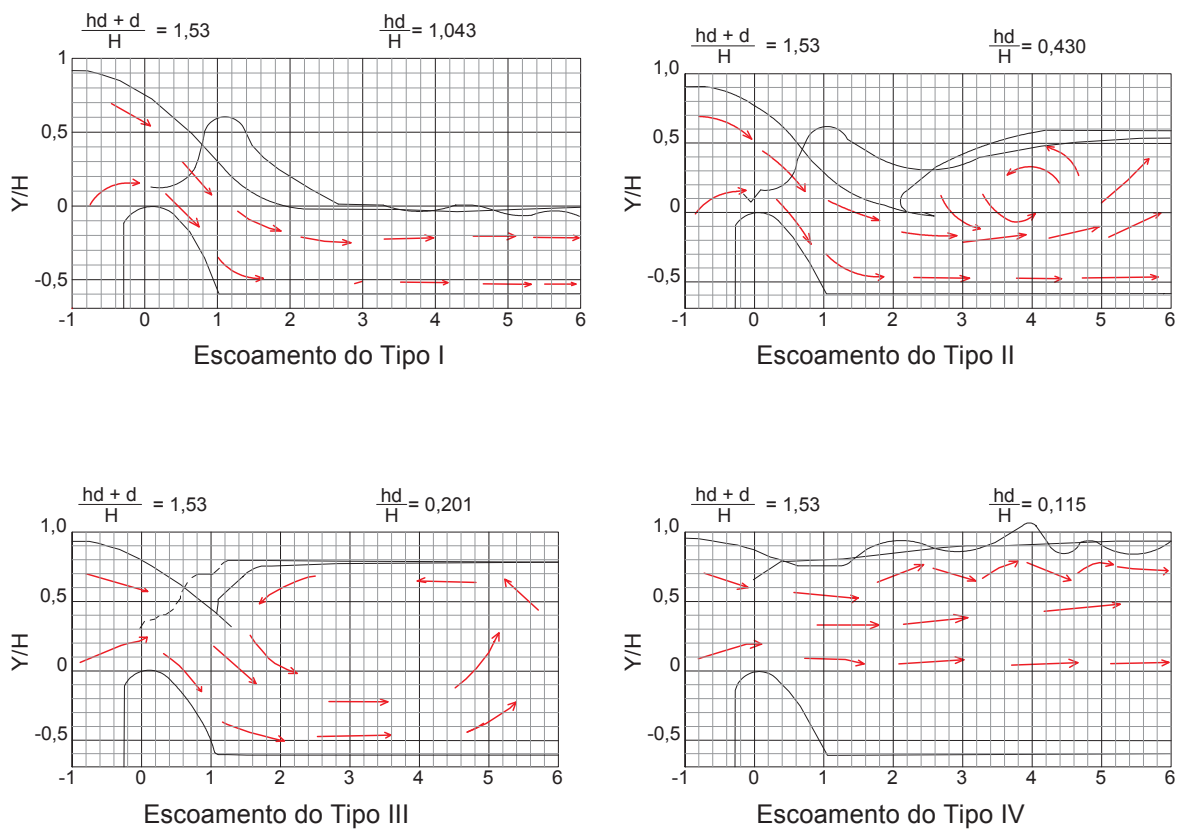
FIGURA 2.18 – REDUÇÃO DO COEFICIENTE DE DESCARGA POR EFEITO DO PISO E AFOGAMENTO POR JUSANTE



FONTE: Adaptado de Bradley (1945)

Dentre as publicações a respeito da influência provocada pela submergência de estruturas de controle podem ser citados WU e Rajaratnam (1996) e Rajaratnam e Muralidhar (1969), onde foi estudado o escoamento sobre vertedouros de borda delgada afogados por jusante.

FIGURA 2.19 – TIPOS DE ESCOAMENTO E PRESSÕES NA BASE DO VERTEDOURO



FONTE: Adaptado de Bradley (1945)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL

O presente estudo foi realizado através de experimentos em modelo físico reduzido patrocinados por dois projetos, o primeiro, pela ELETRONORTE, através do projeto de pesquisa e desenvolvimento ANEEL ciclo 2005/2006 chamado “Estudo da capacidade de descarga de vertedouros de baixa queda com elevado grau de submergência” (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010). O segundo projeto foi patrocinado pela Norte Energia S.A. durante os estudos hidráulicos em modelo reduzido do projeto básico consolidado do vertedouro da UHE Belo Monte (DETTMER, 2012).

A melhor maneira de se determinar a capacidade de descarga de um vertedouro ainda é através de simulações em modelo reduzido. Quando bem projetado, o modelo reduzido deve comportar-se como uma versão reduzida do protótipo. Em experiências com fluidos esta semelhança inclui, além da geometria, velocidades, acelerações, caudais e as forças que o líquido exerce em fronteiras sólidas.

A semelhança é obtida quando todos os fatores importantes estão em proporção entre o protótipo e o modelo e os fatores que não estão em proporção no domínio modelado são tão pequenos que são insignificantes para afetar no resultado da simulação.

Em conjunto com a semelhança geométrica, os critérios de Froude ou de Reynolds são as condições de semelhança hidráulica adotados na maior parte dos modelos hidráulicos. No entanto, como as forças gravitacionais são as dominantes nos fenômenos de escoamento com superfície livre a maioria dos modelos hidráulicos é feita obedecendo-se ao critério de Froude. O critério de semelhança Froude reflete a importância relativa das forças de inércia e gravitacionais em um escoamento, conforme descrito abaixo:

$$\sqrt{\frac{\text{Forças de inércia}}{\text{Forças gravitacionais}}} = \sqrt{\frac{\rho L^2 U^2}{\rho L^3 g}} = \frac{U}{\sqrt{gy}} \quad (3.1)$$

Onde o comprimento característico y é comumente representado pela profundidade do escoamento.

É fato conhecido que outros parâmetros também podem influenciar na simulação de em um escoamento sobre um vertedouro, no entanto, há o entendimento de que estes parâmetros não sejam tão predominantes quanto a força da gravidade. A inclusão destes efeitos poderia ser dada pela igualdade simultânea com outros números adimensionais como: o número de Reynolds que representa os efeitos viscosos; o número de Weber que representa os efeitos de tensão superficial; entre outros.

A teoria dos modelos hidráulicos enfatiza que para se obter semelhança física total, deve-se obter igualdade em todos os parâmetros adimensionais citados acima (inclusive outros não citados neste trabalho). No entanto, em situações práticas este requisito é impossível de ser atendido.

No caso de vertedouros, ao menos dois parâmetros são fundamentais; a semelhança geométrica e a igualdade do número de Froude. Infelizmente, com o mesmo fluido no modelo e protótipo, a igualdade dos demais parâmetros se torna impossível. Essa é a origem dos chamados “efeitos de escala”, que devem ser analisados em função do que deseja se estudar. Essa análise normalmente depende muito da experiência e julgamento do responsável pelo modelo.

O fator de atrito pode ser considerado o efeito de escala mais significativo no caso da capacidade de descarga. Como o desenvolvimento da camada limite é função do número de Reynolds $\left(\frac{Uy}{\nu}\right)$ e da rugosidade relativa $\left(\frac{y}{k_s}\right)$.

Onde y corresponde a um comprimento característico do escoamento (em m), ν é a viscosidade cinemática do fluido (em m^2/s) e k_s corresponde a rugosidade equivalente em m do diâmetro de grãos de areia.

A escala de rugosidade pode ser derivada da equação de Manning;

$$U_r = \frac{R_r^{2/3} \cdot S f_r^{1/2}}{n'_r} \quad (3.2)$$

Onde n' é o número de Manning e o subscrito r indica a relação de valores entre protótipo e modelo. Em um modelo de semelhança de Froude tem-se as seguintes relações:

$$U_r = [L_r^{1/2}] \quad (3.3)$$

$$n'_r = [L_r^{1/6}] \quad (3.4)$$

Ao considerar que o número de Manning de uma superfície em concreto de um vertedouro terá um número de Manning de 0,014 e que a superfície utilizadas no modelo físico (geralmente acrílico) tem $n = 0,009$, a escala do modelo é de:

$$L_r = \left(\frac{0,014}{0,009}\right)^6 \approx 14$$

Que é um número difícil de ter em termos práticos. Mesmo satisfazendo esta condição isso apenas faria com que a relação de $\frac{y}{k_s}$ ser igual no modelo e protótipo. Ainda assim, o valor mais baixo do número de Reynolds no modelo ainda faria com que o modelo produzisse maiores valores do coeficiente de arraste e fator de atrito. Portanto, é evidente que um modelo

de vertedouro típico tende a ser mais rugoso que o protótipo e esta diferença resultará na subestimação da capacidade de descarga e a medida que o tamanho do modelo aumenta o erro se reduz.

Khatsuria (2005) cita um estudo de capacidade de descarga em vertedouros utilizando escalas de 1:7,5, 1:6, 1:4,5 e 1:4 e extrapolou os resultados para escala de protótipo. Conforme esperado, a medida que se aumentava o tamanho do modelo o erro diminuía. Embora no caso mencionado o erro foi de 5%, na maioria dos casos de vertedouros o erro esperado não é mais do que 1%, e portanto desconsiderado. No entanto, observa-se que a profundidade do escoamento do extravasamento deve ser sempre maior do que 15 mm para eliminar o efeito da capilaridade e tensão superficial.

Tendo em vista que as limitações do estudo da capacidade de descarga em modelos reduzidos é razoavelmente conhecida e não comprometem os resultados, os estudos foram conduzidos em um modelo reduzido construído na escala geométrica de 1:70 e operado segundo critério de semelhança de Froude.

O modelo reduzido do vertedouro foi implantado em um canal retangular de cimento alisado com largura ajustável, a restituição do fluxo de jusante era feita por um canal retangular com a mesma largura da soleira vertedora. O sistema de alimentação do modelo era constituído por dois tubos de 300 mm de diâmetro equipados com medidores do tipo Venturi, capazes de fornecer em operação conjunta vazões de até 380 l/s. O nível de jusante era controlado por uma comporta basculante instalada no final do canal de restituição.

Tendo como base um perfil de soleira projetada para uma carga de 17,30 m (0,248 m no modelo) , foi definida a estrutura piloto que serviu de base para os estudos. A geometria da soleira vertente deste vertedouro foi projetada com a intenção de englobar as principais características de vertedouros de baixa queda estudados recentemente no CEHPAR. Através de uma pesquisa com perfis de projetos recentes do setor elétrico brasileiro, foram projetadas catorze geometrias diferentes, onde foram estudadas as influências do grau submergência, do raio da contracurva e da posição do piso de jusante (elevação da bacia de dissipação).

A TABELA 2 mostra as principais características dos projetos utilizados no projeto da estrutura piloto, as FIGURAS 3.1 e 3.2 mostram a seção típica da estrutura piloto. O paramento de montante foi construído com inclinação de 3:3, devido à alta velocidade de aproximação que existe em vertedouros desse tipo. A adoção do paramento de montante inclinado (2:3 ou 3:3) é comum nesse tipo de vertedouro, tendo em vista, entre outras, as condições de estabilidade estrutural da soleira. Nesta fase foram estudadas cinco opções de junção da bacia de dissipação com a soleira vertedora uma em canto vivo (raio nulo) e as quatro restantes no formato de contracurvas com raios de 0,121, 0,182, 0,186 e 0,243 cm de comprimento (8,50, 12,75, 13,00 e 17,00 m em valores de protótipo)-ver 3.3. Para estas junções foram projetadas quatro elevações de bacia de dissipação e duas opções de paramento de montante. A TABELA 1 apresenta as principais informações das alternativas estudadas.

Conforme indicado na FIGURA 3.1, os níveis de água foram medidos com auxílio de duas réguas linimétricas a jusante e a montante instaladas a 4,50 e 1,45 m da crista respectivamente. O paramento de montante, a crista, a bacia de dissipação e os muros laterais foram construídos em acrílico cristal e o restante do modelo foi construído em alvenaria e revestido com cimento alisado. Em sua lateral esquerda o modelo possuía uma janela feita em acrílico que possibilitava a visualização do escoamento.

FIGURA 3.1 – CORTE TÍPICO DA ESTRUTURA PILOTO UTILIZADA NO P&D ANEEL

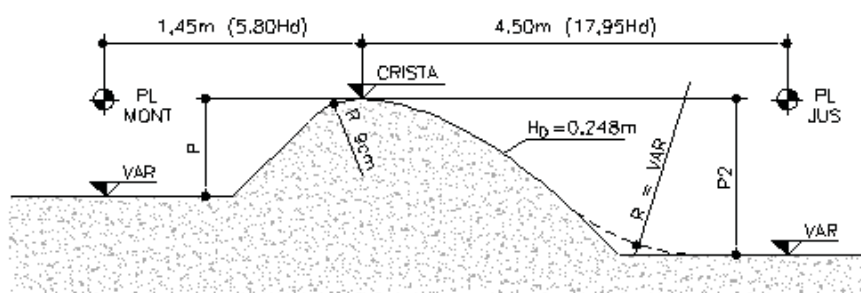
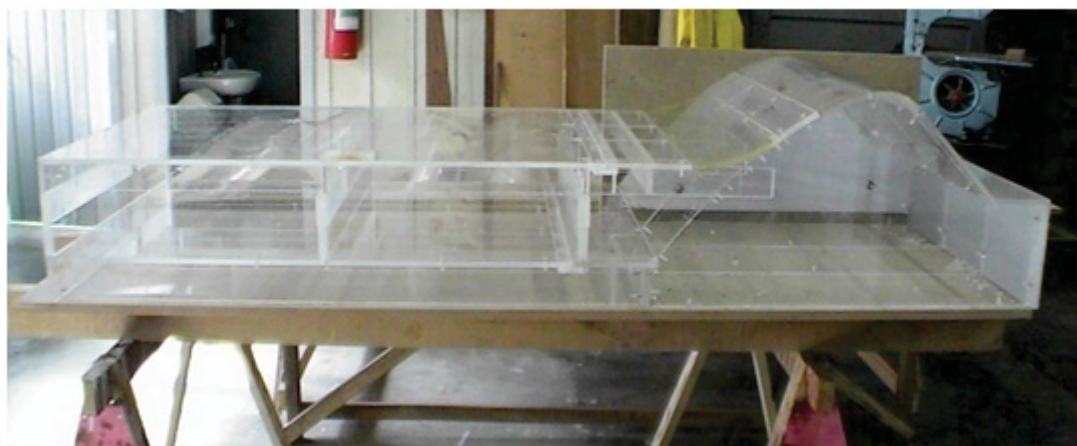


FIGURA 3.2 – ESTRUTURA PILOTO UTILIZADA NO P&D ANEEL



3.2 METODOLOGIA EXPERIMENTAL

A metodologia empregada nos estudos foi similar a utilizada por (BRADLEY, 1945). Os estudos foram realizados com a intenção melhorar as informações existentes sobre vertedouros de baixa queda com elevado grau de submergência. Para tanto foram realizadas medições dos níveis de água a montante e a jusante do vertedouro, tipos de escoamento e pressões ao longo da estrutura do vertedouro para investigar como as mudanças na geometria do vertedouro afetam as pressões na imediação da crista causando redução na capacidade de descarga.

TABELA 1 – VERTEDOUROS DE BAIXA QUEDA RECENTEMENTE PROJETADOS NO SETOR ELÉTRICO BRASILEIRO

Usina	Cota da Crista El. (m)	Bacia de Dissipação El.(m)	Carga de Projeto Hd	Raio da Contracurva (m)	Bacia de Dissipação (m)	Raio da Contracurva P2/Hd
Ilha Grande	218,00	205,00	22,80	30,00	0,57	1,32
Aipim	498,00	492,00	7,90	12,50	0,76	1,58
14 de Julho	84,00	76,00	26,15	23,30	0,31	0,89
São João	110,00	106,00	18,35	20,00	0,22	1,09
São Salvador	265,00	250,00	22,30	25,00	0,67	1,12
Mascarenhas	44,00	34,50	16,00	21,72	0,59	1,36
São José	136,87	132,00	17,80	20,00	0,27	1,12
Belo Monte	80,00	70,83	17,00	13,00	0,54	0,76
				Média	0,49	1,16
				Desv. Pad.	0,20	0,26

TABELA 2 – PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA PILOTO

Alternativa #	Raio da Contracurva R (m)	Paramento de Montante P (m)	Bacia de Dissipação P2 (m)
1	0,00	12,75	21,25
2	12,75	12,75	21,25
3	12,75	8,00	21,25
4	0,00	8,00	21,25
5	0,00	8,00	12,75
6	17,00	8,00	12,75
7	12,75	8,00	12,75
8	8,50	8,00	12,75
9	0,00	8,00	9,17
10	17,00	8,00	9,17
11	13,00	8,00	9,17
12	8,50	8,00	9,17
13	0,00	8,00	4,25
14	12,75	8,00	4,25

FIGURA 3.3 – CONTRACURVAS INVESTIGADAS NA ESTRUTURA PILOTO



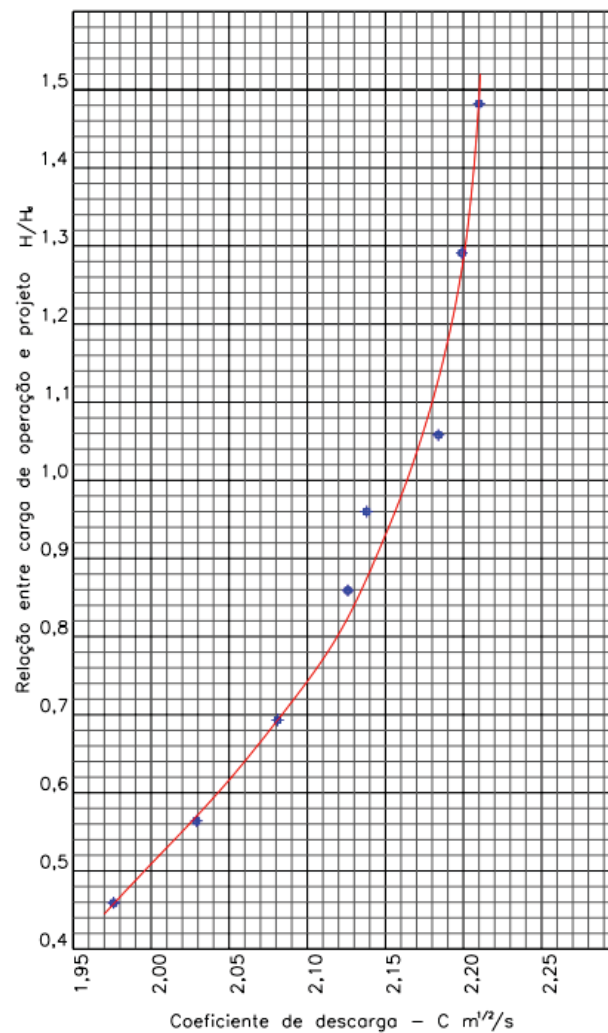
3.3 CAPACIDADE DE DESCARGA COM ESCOAMENTO LIVRE

Inicialmente, foram determinados os coeficientes de descarga para escoamento livre da alternativa 01, pois esta era a mais favorável em termos de capacidade de descarga devido ao maior afastamento da bacia de dissipação e a contracurva em relação à crista do vertedouro. Os testes foram executados inclusive para cargas superiores a de projeto H_d (H/H_d na ordem de 1,5). Nesses testes a comporta que controlava o nível a jusante foi totalmente abaixada fazendo com que o escoamento livre fosse estabelecido e a seção de controle ocorresse nas imediações da crista do vertedouro. Esse procedimento foi utilizado para se determinar a capacidade de descarga real da estrutura sem levar em conta os efeitos da submergência. A TABELA 3 apresenta o resultado dos testes realizados nesta etapa e a FIGURA 3.4 ilustra a curva de descarga obtida para a alternativa 01. Esses resultados serviram de base para toda a pesquisa, através deles que foi calculada a redução na capacidade de descarga em todos os testes realizados. Os coeficientes de descarga apresentados abaixo foram calculados de acordo com a EQUAÇÃO 2.6.

TABELA 3 – COEFICIENTES DE DESCARGA EXPERIMENTAIS PARA DESCARGA LIVRE - ALTERNATIVA 01 - VALORES DE PROTÓTIPO

Vazão Específica - q (m^3/ms)	Carga sobre a crista - H (m)	H/H_d -	Coef. de descarga - C ($m^{1/2}/s$)
45,14	8,05	0,459	1,976
63,26	9,90	0,564	2,029
88,26	12,16	0,693	2,081
124,42	15,07	0,859	2,126
147,80	16,84	0,960	2,138
174,76	18,57	1,058	2,184
237,16	22,66	1,291	2,199
293,26	26,01	1,482	2,210

FIGURA 3.4 – CURVA DOS COEFICIENTES DE DESCARGA DA ALTERNATIVA 01



3.4 CAPACIDADE DE DESCARGA DO ESCOAMENTO AFOGADO

Após se determinar a curva de descarga base de comparação, foram realizados os experimentos para se determinar a redução na capacidade de descarga devido à submersão.

No início de cada bateria de ensaios a comporta basculante ao final do modelo era totalmente abaixada para se obter o escoamento livre a uma vazão constante. Logo após a comporta basculante era erguida gradualmente para aumentar o grau de afogamento, e então eram realizadas as leituras de nível a montante a jusante para se determinar o coeficiente de descarga para afogamento afogado C_s .

Este processo era repetido de 4 a 8 vezes para cada vazão (constante ao longo do ensaio), englobando situações de escoamento livre até escoamentos com alta submersão. Esta rotina foi repetida para os 14 perfis apresentados na TABELA 2, totalizando 400 pontos experimentais os quais são apresentados na seção de anexos ao final deste trabalho.

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Conforme mencionado no item anterior, após determinar os coeficientes para descarga livre, foram impostas diversas condições de escoamento envolvendo a submergência, obtendo-se um valor experimental para o coeficiente de descarga afogado (C_s). A diferença percentual entre dois os coeficientes causada pelo afogamento e pelas mudanças na geometria foi chamada de “redução do coeficiente de descarga devido à submergência” ($R(\%)$), que foi calculada através da EQUAÇÃO 4.1:

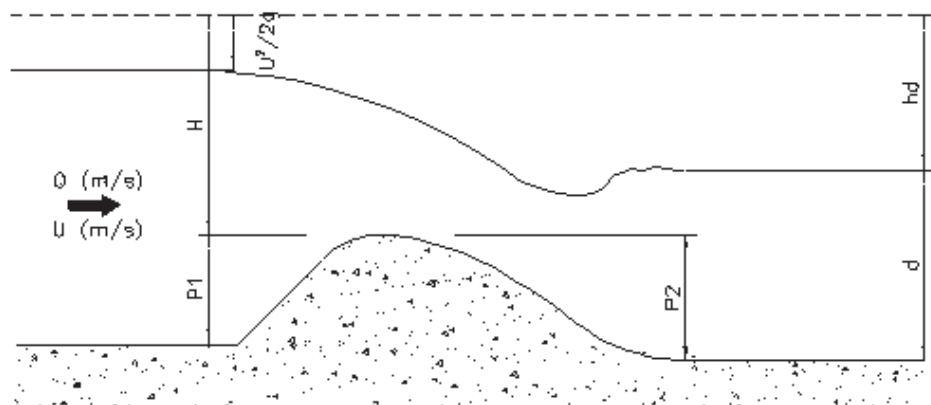
$$R(\%) = 1 - \frac{C_s}{C} \quad (4.1)$$

Este fator foi obtido experimentalmente para se obter dados para confrontar o ábaco sugerido por Bradley (1945). Similar aos estudos realizados Bradley (1945), as características hidráulicas observadas e medidas durante os ensaios são o grau de submergência, a posição do piso a jusante do vertedouro e análise do tipo de escoamento formado, essas características do escoamento, ilustradas na FIGURA 4.1, são descritas na sequência:

Grau de submergência (h_d/H): que relaciona a carga de operação com o nível de jusante. Quando o valor de h_d/H é próximo de 0 o escoamento é muito afogado e para valores acima de 1 temos escoamento livre a jusante.

Posição do piso a jusante ($(h_d + d)/H$): que mede de maneira adimensional a posição do piso a jusante do vertedouro. Para valores de $(h_d + d)/H$ próximos a 1,0 temos o piso de jusante na mesma elevação da crista e quanto maior o valor desta variável, mais longe fica o piso da crista do vertedouro.

FIGURA 4.1 – CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS OBSERVADAS E MEDIDAS DURANTE O ESTUDO



4.1 TIPOS DE ESCOAMENTO

À medida que os valores de h_d/H diminuem, o nível a jusante sobe e a forma do escoamento começa a mudar de livre para condições de completa submergência. De maneira geral observou-se quatro tipos distintos de escoamento conforme descrito a seguir.

TIPO 1 – Escoamento em velocidades supercríticas a jusante – Neste caso a profundidade do escoamento a jusante é insuficiente para formar o ressalto hidráulico resultando em um escoamento rápido com considerável energia residual. A diminuição do coeficiente aparenta não estar relacionada com o grau de submergência, sendo influenciada somente pelo piso de jusante, ou seja, neste tipo de escoamento a redução da capacidade de descarga é causada exclusivamente pelo valor de $(h_d + d)/H$. A FIGURA 4.2 ilustra o escoamento do Tipo 1.

TIPO 2 – Escoamento envolvendo ressalto hidráulico – Ao subir o leito ou nível de jusante forma-se o ressalto hidráulico, sendo o escoamento rápido a montante e lento a jusante. As profundidades a jusante permitem a boa formação do ressalto hidráulico que é capaz de dissipar a energia do escoamento de forma satisfatória. Neste tipo de escoamento a capacidade de descarga pode ser ocasionada pelo grau de submergência e pela posição do piso a jusante. A FIGURA 4.3 ilustra um escoamento do Tipo 2.

TIPO 3 – Escoamento com ressalto hidráulico afogado – Apesar de água ainda seguir o paramento da barragem o elevado nível de jusante torna o ressalto “ondulado” (má formação do ressalto hidráulico) conforme ilustra a FIGURA 4.4. Este tipo de ressalto não propicia uma boa dissipação de energia. Neste tipo de escoamento a perda da capacidade de descarga é acentuada e acontece pela sobreposição do grau de submergência com a posição do piso a jusante do vertedouro.

TIPO 4 – Escoamento completamente afogado – Neste caso o vertedouro funciona como apenas um controle localizado no escoamento, que está nitidamente afogado conforme apresentado na FIGURA 4.5. Observa-se que o escoamento não segue o perfil da ogiva do vertedouro passando diretamente para jusante. A redução do coeficiente de descarga é muito acentuada, e seu valor apresenta grande variabilidade.

4.2 EFEITOS REDUTORES DA CAPACIDADE DE DESCARGA

Após uma cuidadosa análise dos resultados experimentais obtidos no presente trabalho e por Bradley (1945), verificou-se que a perda da capacidade de descarga parece ter três causas distintas.

- Devido ao grau de submergência;
- Devido à posição (elevação) do piso a jusante e da crista;
- Pela sobreposição dos efeitos citados acima.

FIGURA 4.2 – ESCOAMENTO TIPO 1

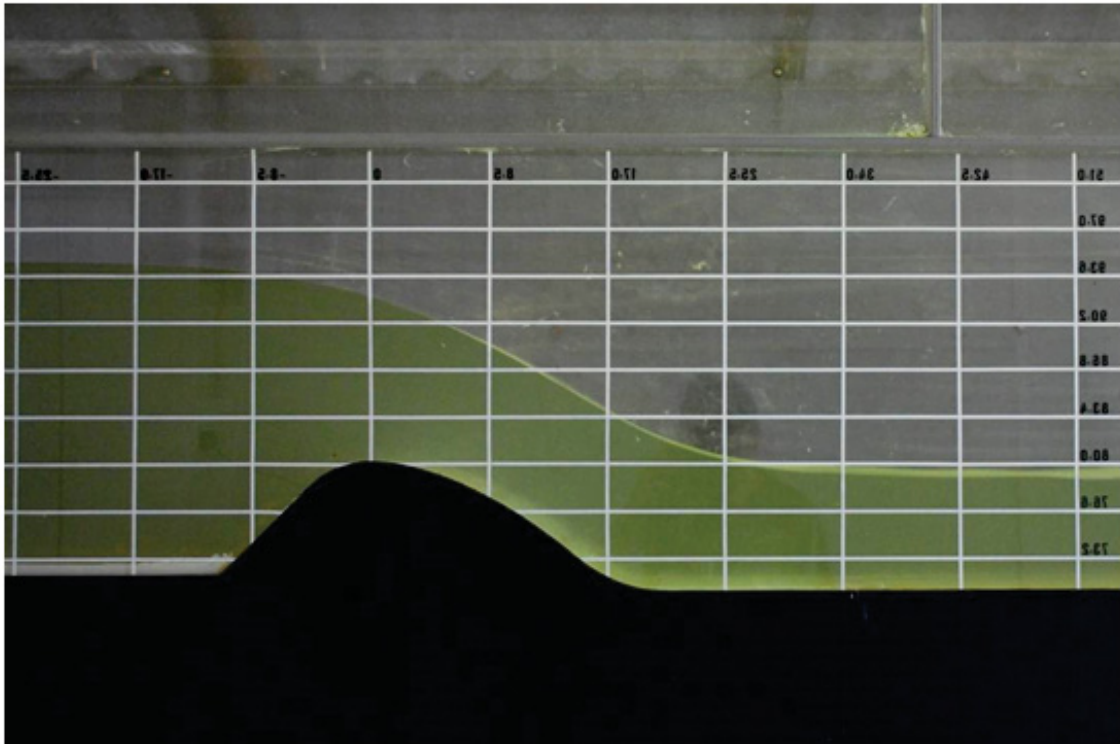


FIGURA 4.3 – ESCOAMENTO TIPO 2

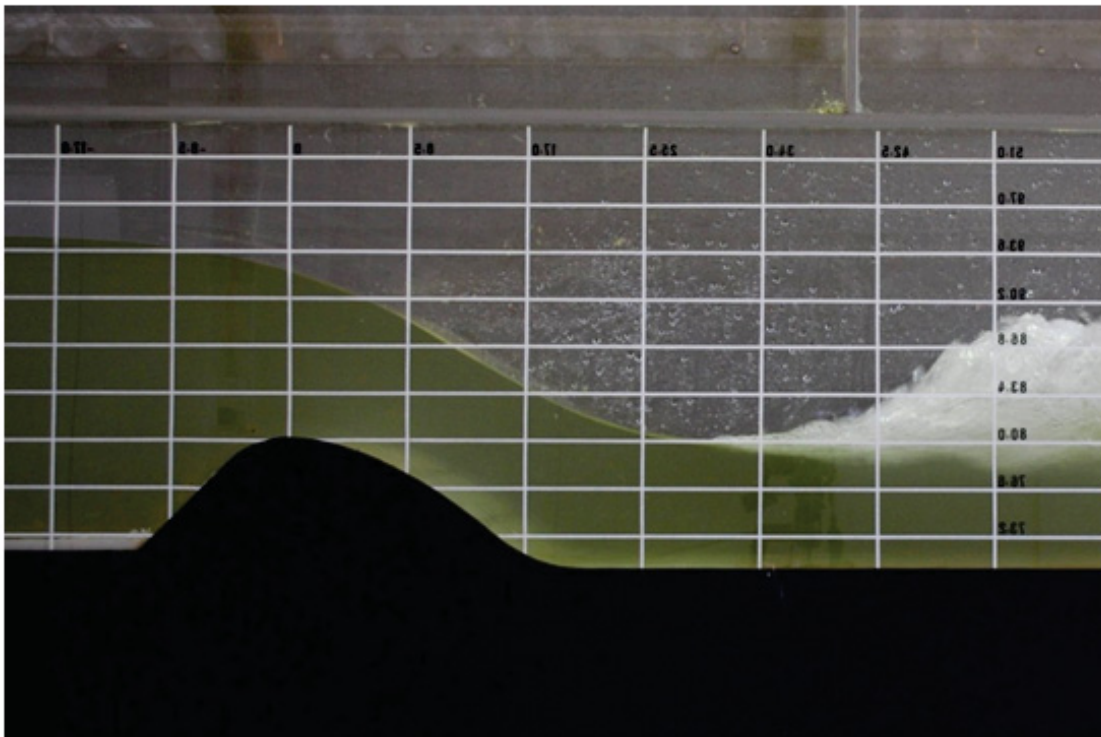


FIGURA 4.4 – ESCOAMENTO TIPO 3

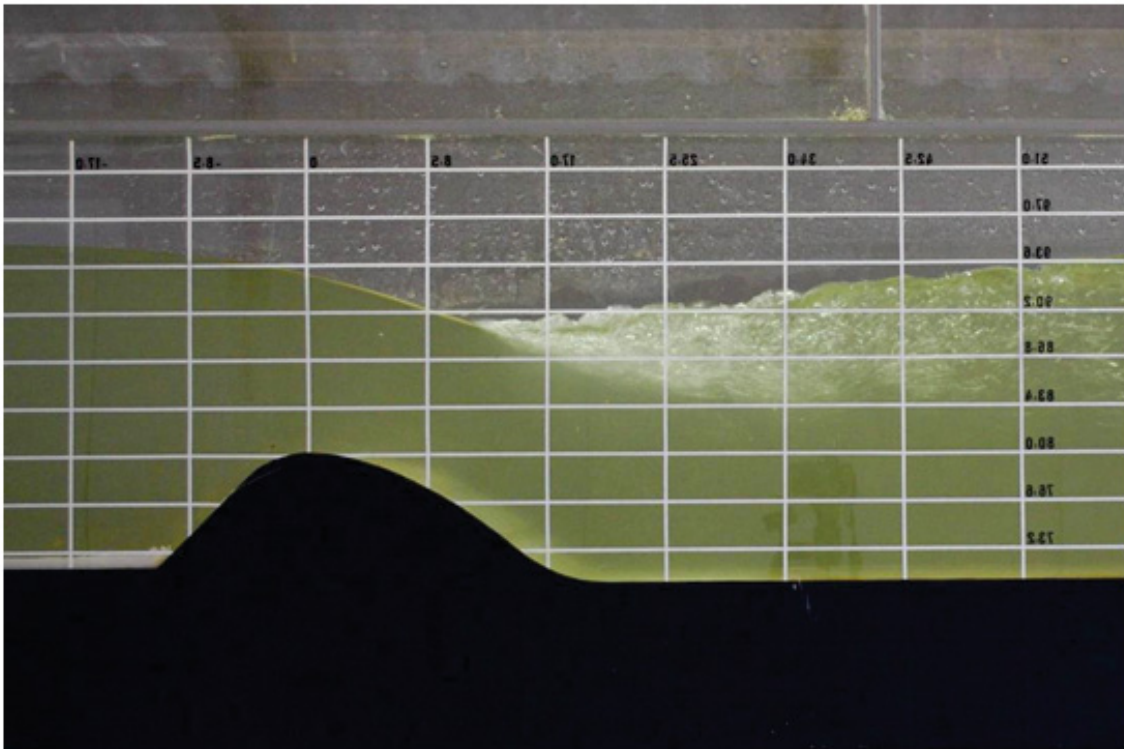
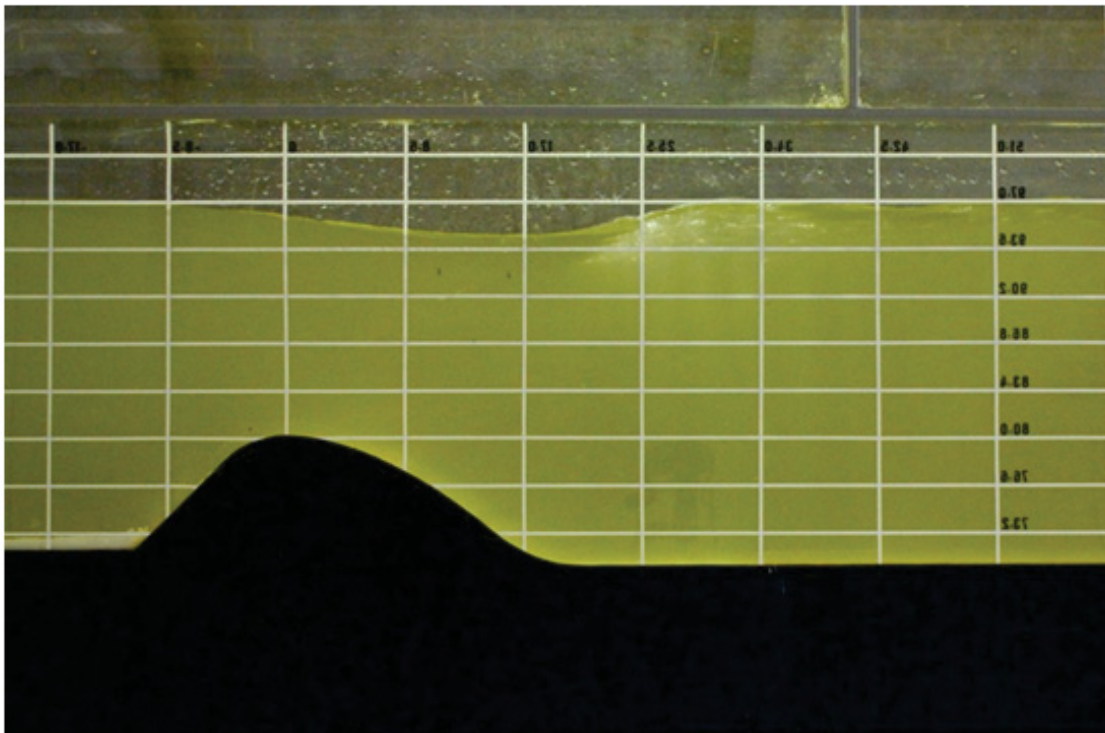


FIGURA 4.5 – ESCOAMENTO TIPO 4



As FIGURAS 4.6 e 4.7 mostram os efeitos de redução ocasionados pela posição do piso e pela submergência analisados separadamente. O gráfico da FIGURA 4.6 mostra a influência da posição do piso a jusante, ou seja, mostra a redução na capacidade de descarga somente para os ensaios onde h_d/H é maior que 0,5 (pouco afogamento devido à submergência).

A linha de tendência, pontilhada em preto, corresponde aos valores obtidos ao longo de uma seção horizontal com valores de $h_d/H = 0,75$ (Seção A-A) no gráfico da FIGURA 2.18.

Os resultados mostraram que para valores h_d/H maiores 0,5, o vertedouro é pouco afetado pela submergência e a perda da capacidade de descarga parece ser ocasionada pela elevação do piso a jusante do vertedouro. Quando os valores $(h_d + d)/H$ ficam menores do que 1,7 o vertedouro começa a ter a capacidade de descarga reduzida gradativamente sendo que para valores de $(h_d + d)/H$ próximos de 1,0 (piso de jusante na elevação da crista) a redução na capacidade de descarga tende a ser em torno de 23% ($C/C_s = 0,77$), ou seja, o coeficiente de descarga tende a ser próximo ao coeficiente teórico de uma soleira espessa (1,705 m^{1/2}/s). A FIGURA 4.6 indica que para escoamentos com valores de h_d/H maiores 0,5 e valores de $(h_d + d)/H$ maiores do que 1,7 não há redução na capacidade de descarga.

O gráfico apresentado na FIGURA 4.7 mostra a influência da submergência quando os valores de $(h_d + d)/H$ são maiores que 1,7 isto é, quando a elevação do piso a jusante do vertedouro (bacia de dissipação) já não tem influência sobre o coeficiente de descarga do vertedouro. Quando a estrutura opera com valores $(h_d + d)/H$ maiores que 1,7, o piso de jusante está suficientemente longe da seção de controle e a redução do coeficiente é causada apenas pelo grau de submergência. A linha de tendência, pontilhada em preto, corresponde aos valores de redução na capacidade de descarga obtidos ao longo de uma seção vertical com valores de $(h_d + d)/H = 4,95$ (Seção B-B) no gráfico da FIGURA 2.18.

Constatou-se que os dados do presente estudo se encontram um pouco acima da tendência sugerida pelo gráfico de Bradley (1945). Essa diferença pode ser oriunda do fato de que os estudos feitos por Bradley (1945) foram conduzidos em vertedouros com paramento de montante vertical e o presente estudo com vertedouros de paramento inclinado. Conforme ilustrado pela FIGURA 2.12 a adoção do paramento de montante inclinado pode resultar em incremento na capacidade de descarga.

Tendo em vista que o valor médio de P/H do presente trabalho foi da ordem de 0,4, o gráfico da FIGURA 2.12 indica que os coeficientes obtidos neste estudo tendem a ser, em média, 2% maiores do que os coeficientes obtidos para vertedouros de paramento vertical.

A FIGURA 4.7 indica que a redução da capacidade de descarga ocasionada somente pela submergência ocorre quando o valor de h_d/H é inferior a 0,5, e que a dispersão dos pontos fica maior a medida que se diminui o valor de h_d/H . Sendo que quando h_d/H está na faixa de 0 a 0,15 a redução do coeficiente apresenta grande variabilidade podendo ir de 10% a 80%.

FIGURA 4.6 – INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DO PISO A JUSANTE NA CAPACIDADE DE DESCARGA

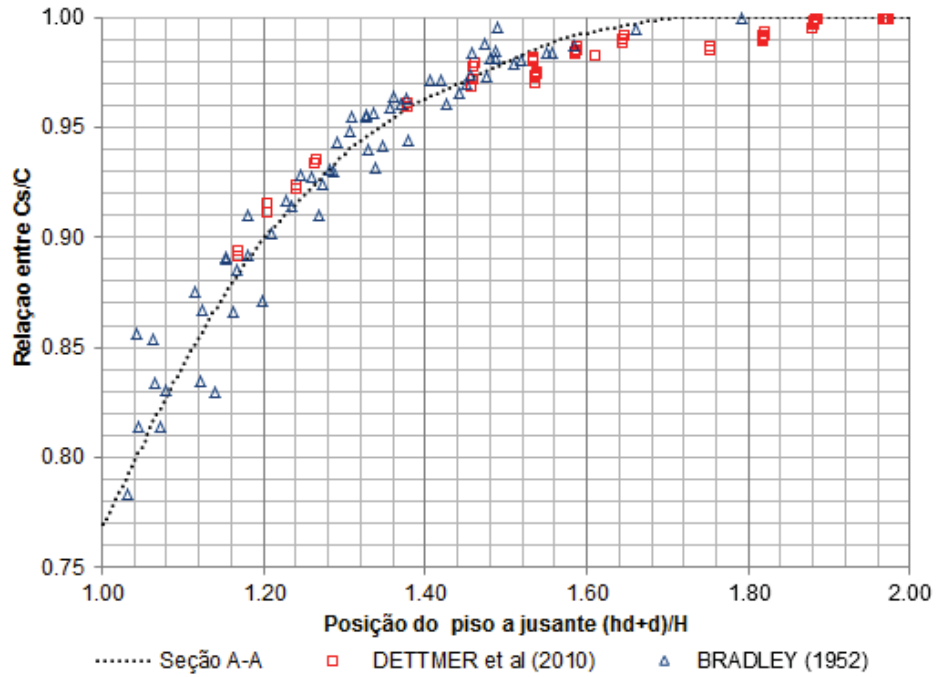
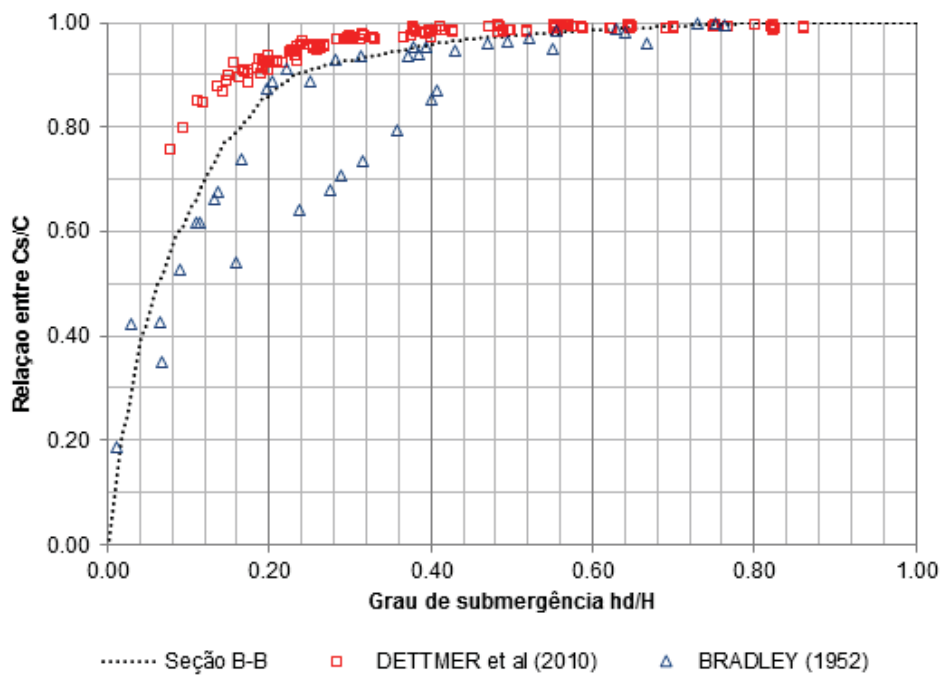


FIGURA 4.7 – INFLUÊNCIA DO GRAU DE SUBMERGÊNCIA NA CAPACIDADE DE DESCARGA



Na operação com valores de $h_d/H < 0,5$ e $(h_d + d)/H < 1,7$ os efeitos redutores se sobrepõem e a perda na capacidade de descarga é mais sensível. Aparentemente, a melhor maneira de avaliar a redução no coeficiente é plotar os resultados experimentais e confrontá-los com o método sugerido por Bradley (1945). A figura 31 apresenta o ábaco confrontado com os resultados experimentais obtidos neste trabalho e por Bradley (1945), totalizando 623 pontos experimentais.

Similar à FIGURA 2.18, as linhas tracejadas na FIGURA 4.8 mostram a redução na capacidade de descarga em função do grau de submergência e da posição do piso a jusante. Os pontos foram plotados separados conforme a faixa de redução do coeficiente obtida em modelo reduzido. Percebe-se, no entanto que devido à dispersão dos resultados experimentais fica difícil de observar o ajuste das curvas de redução isoladamente.

Analisando a FIGURA 4.8 pode ser observado que as curvas apresentam razoável conformidade com os pontos experimentais.

A FIGURA 4.9 mostra uma plotagem da redução calculada pelo ábaco contra a redução obtida experimentalmente, observa-se que a reta tem coeficiente de inclinação de 0,94 com $R^2 = 0.89$ o que indica, em termos médios, uma boa correlação. No entanto, existem pontos com razoável dispersão, sendo aconselhável a determinação da real capacidade de descarga através de simulações em modelo reduzido. Ou seja, a medida que se aumenta o redução da capacidade de descarga, o ábaco tem sua precisão limitada devido a maior dispersão dos pontos.

FIGURA 4.8 – PONTOS EXPERIMENTAIS PLOTADOS NO ÁBACO PARA DIMENSIONAMENTO DE VERTEDOUROS AFOGADOS POR JUSANTE

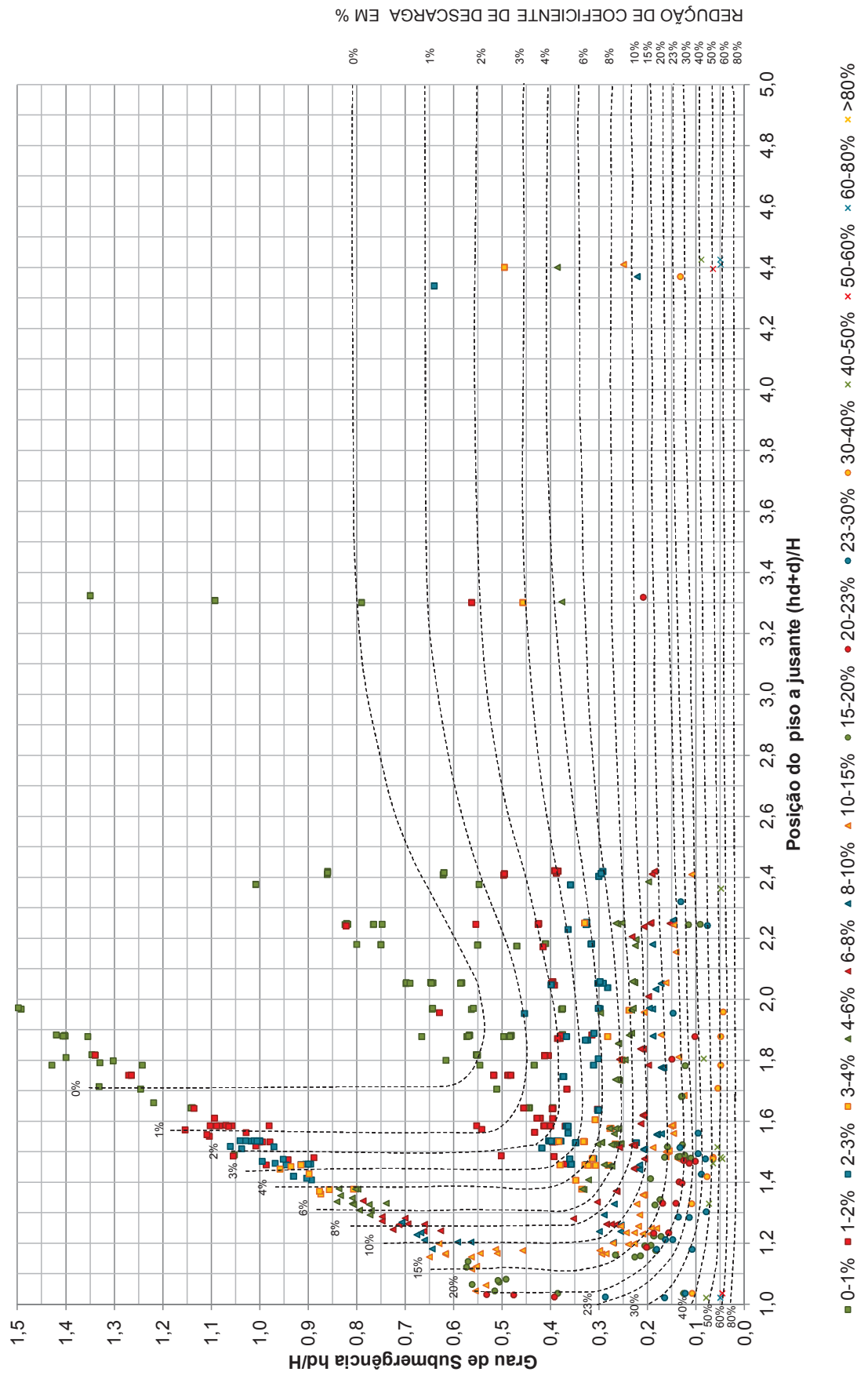
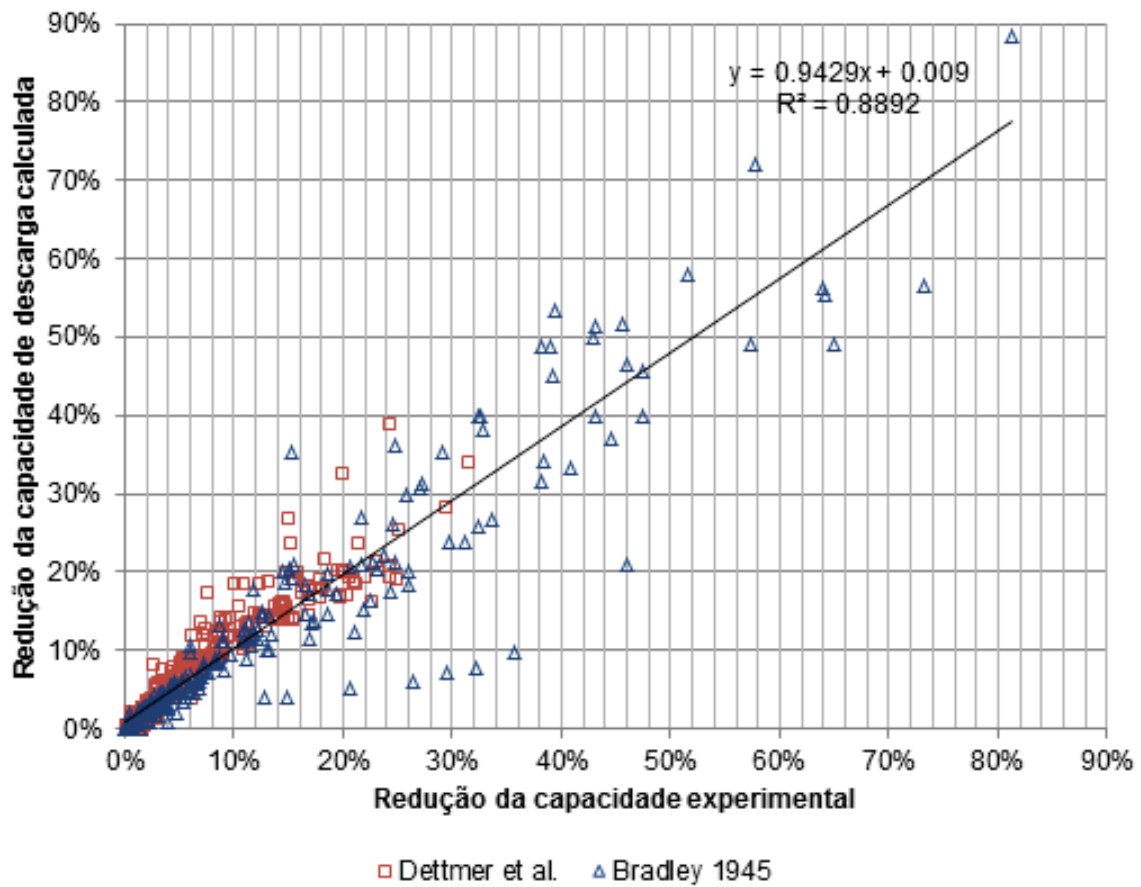


FIGURA 4.9 – REDUÇÃO CALCULADA VS REDUÇÃO EXPERIMENTAL



Para verificar a acurácia do método indicado por Bradley (1945), foi realizada uma análise estatística comparando o erro relativo entre o coeficiente de descarga calculado com o auxílio do ábaco (C_{calc}) e o coeficiente de descarga obtido experimentalmente (C_{exp}). O erro relativo foi analisado para diferentes faixas do grau de submergência (h_d/H), conforme listado na TABELA 4 .

Os valores de erro listados na TABELA 4 indicam que para valores de $h_d/H > 0,5$ o ábaco se mostrou razoavelmente preciso, prevendo valores com pequeno erro relativo e desvio padrão. À medida que o valor de h_d/H diminui a faixa de erro aumenta, indo de 28,38% para $0,5 > h_d/H > 0,3$ e chegando a 101,78 % para $h_d/H < 0,1$. Observa-se ainda, pelos valores do erro médio, que ábaco tende a subestimar a capacidade de descarga real vertedouro, para a faixa de $0,5 > h_d/H > 0,1$. No entanto é ressaltado que devido ao número limitado de amostras os valores são apenas indicativos.

Conclui-se, portanto, que para graus de submergência (h_d/H) maiores do que 0,5, o ábaco possui razoável precisão. Para valores de h_d/H menores que 0,5 os pontos começam a ficar dispersos apresentando erros para cima e para baixo, ou seja, apesar do gráfico ter uma tendência de subestimar a capacidade de descarga existem pontos em que a capacidade foi

TABELA 4 – CONFRONTO ESTATÍSTICO DOS VALORES DO COEFICIENTE DE DESCARGA EXPERIMENTAL E CALCULADO POR FAIXAS DE GRAU DE SUBMERGÊNCIA

Indicador	$h_d/H > 0,7$	$0,7 > h_d/H > 0,5$	$0,5 > h_d/H > 0,3$	$0,3 > h_d/H > 0,1$	$0,1 > h_d/H$	AMOSTRA
Média	1,003	1,001	0,992	0,978	1,030	0,992
Mediana	1,003	1,002	0,995	0,980	1,014	0,996
Desvio padrão	0,007	0,016	0,026	0,055	0,216	0,061
Número de amostras	139	78	148	227	31	623
Erro médio relativo	0,29%	0,12%	-0,80%	-2,18%	2,97%	-0,76%
Faixa de erro	3,49%	11,15%	28,38%	62,63%	101,78%	101,78%

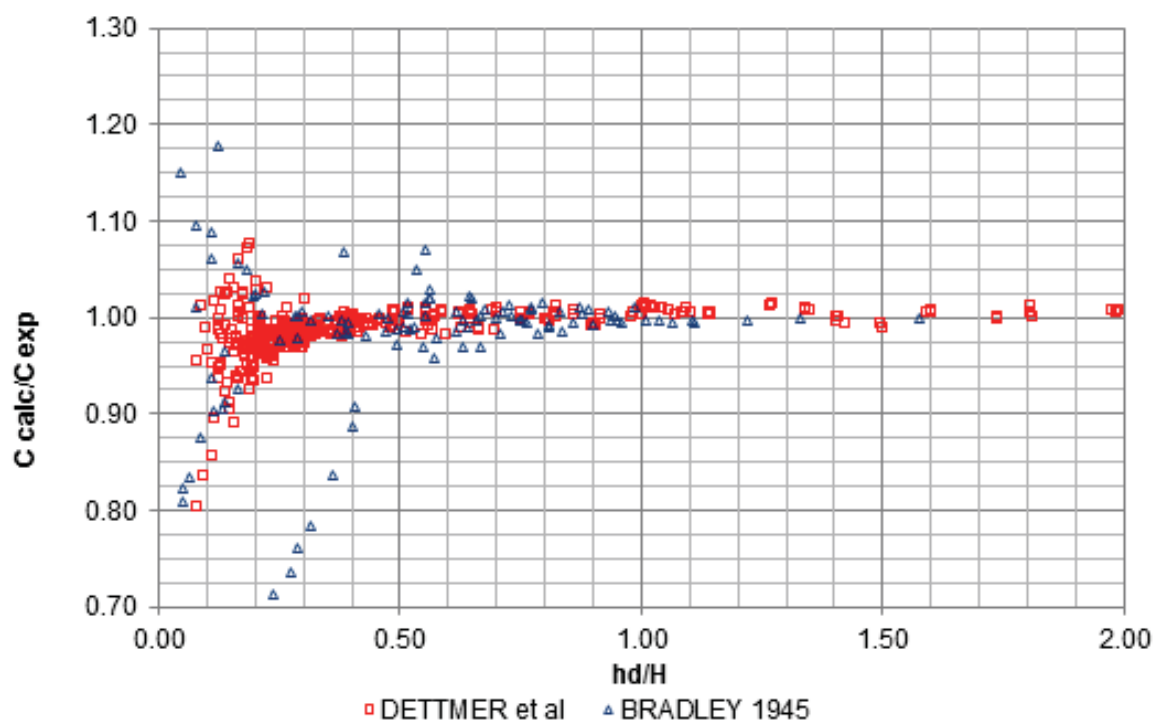
superestimada, ou seja, contra a segurança. Uma comparação entre os valores previstos pelo gráfico e obtidos experimentalmente mostram que as chances de errar um pré-dimensionamento em mais de 5% é grande quando o grau de submergência (h_d/H) é menor do que 0,3.

A FIGURA 4.10 apresenta a relação entre o coeficiente de descarga calculado com o auxílio do ábaco (C_{calc}) e o coeficiente de descarga obtido experimentalmente (C_{exp}), pode ser observado que à medida que o valor do grau de submergência diminui a dispersão dos pontos aumenta consideravelmente. No caso da FIGURA as ordenadas foram limitadas entre 0,7 e 1,3 apenas para melhorar a visualização, considerando todos os resultados experimentais encontram valores de C_{calc}/C_{exp} variando entre 0,62 a 1,64.

Uma investigação nos testes que apresentaram erros maiores do que 5% mostrou que a grande maioria dos pontos dispersos se refere a escoamentos do tipo 4 (completamente afogado) e o restante escoamento de transição entre tipo 3 e 4, apontando que, para este tipo de escoamento outras formas de abordagem devem ser utilizadas para fazer o dimensionamento

Ao analisar escoamentos do tipo 4 percebe-se que o vertedouro não exerce mais controle sobre o escoamento, e a abordagem da estrutura como um vertedouro parece perder o sentido, pois os critérios de definição do perfil da soleira são baseados no formato do perfil inferior de jatos de vertedouros de borda delgada, ou seja, considerando-se que haverá uma seção de controle onde se espera estabelecer a altura crítica do escoamento nas imediações da crista. Foi observado que para condições de afogamento mais severas geometria convencional do perfil tradicional parece perder a eficiência. O modelo reduzido mostrou que de uma maneira geral, para escoamentos do tipo 4, o fluxo se descola da soleira, formando uma zona de separação com formação de vórtices semelhante ao que ocorre em uma expansão brusca, gerando perdas no escoamento e reduzindo a capacidade de descarga do vertedouro conforme

FIGURA 4.10 – RELAÇÃO ENTRE A CAPACIDADE DE DESCARGA CALCULADA E PREVISTA PELO MÉTODO DE Bradley (1945)



ilustra a FIGURA 4.11.

Um exemplo de vertedouro cuja concepção resultou em um escoamento do tipo 4 foi o vertedouro do projeto básico consolidado da UHE-Belo Monte. Seu projeto foi concebido considerando-se um elevado grau de afogamento por jusante para a vazão de projeto e a determinação de sua capacidade de descarga sem a realização de um estudo em modelo apresentou um grande grau de incerteza (DETTMER, 2012). A capacidade de descarga do vertedouro da UHE-Belo Monte foi confirmada através de estudos em modelo reduzido desenvolvidos no laboratório de Hidráulica do LACTEC/CEHPAR.

Com base no aspecto do escoamento da FIGURA 4.11, foi investigada uma mudança no perfil do vertedouro, sugerindo a substituição do perfil tradicional por uma curva de grande raio (128 m). A função desta curva é preencher a zona onde ocorre a separação, e por consequência melhorar o desempenho do vertedouro durante um evento extremo (passagem de uma cheia decamilenar). A figura abaixo apresenta um comparativo entre o perfil do estudo de viabilidade da UHE Belo Monte e o novo perfil com a curvatura de grande raio.

Após a implantação do perfil ilustrado na FIGURA 4.12 realizou-se uma bateria de 7 testes para se comparar o desempenho dos perfis em condições severas de afogamento. Durante os testes foi observado que a contracurva propiciava melhores condições de escoamento junto à soleira do vertedouro, pois reduz significativamente a zona de separação que ocorre com o perfil

FIGURA 4.11 – ZONA DE SEPARAÇÃO COM FORMAÇÃO DE VÓRTICES A JUSANTE DA CRISTA $h_d/H = 0,08$ e $(h_d + d)/H = 1,42$

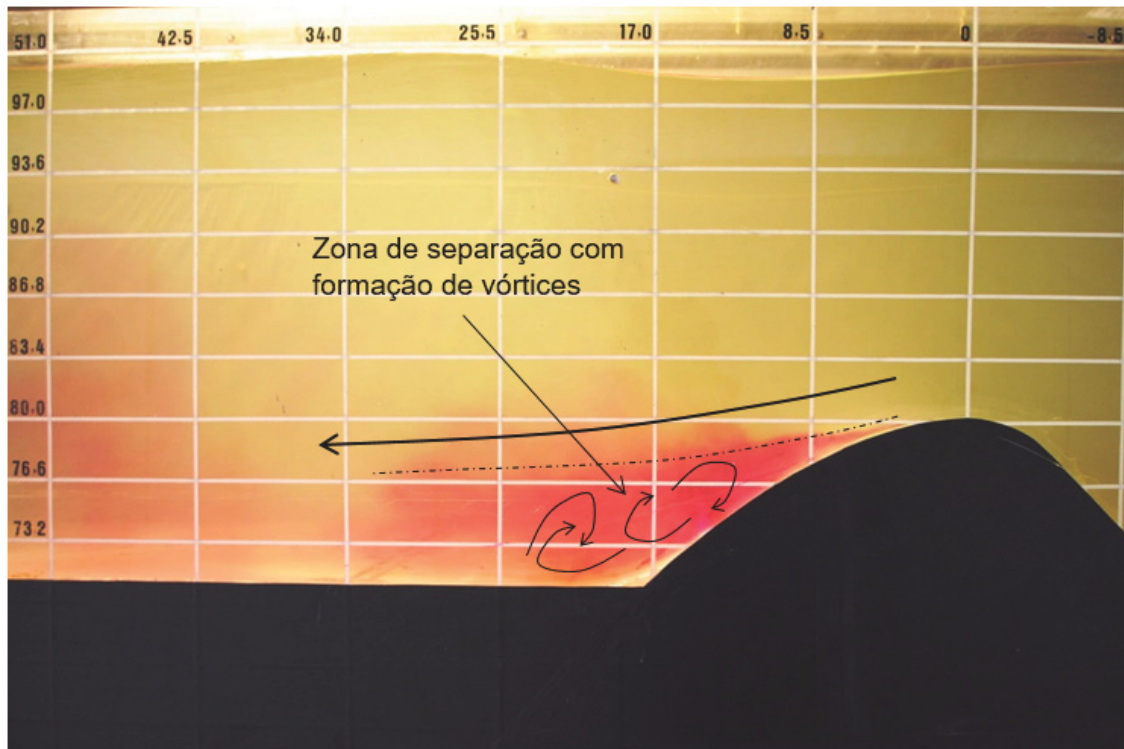
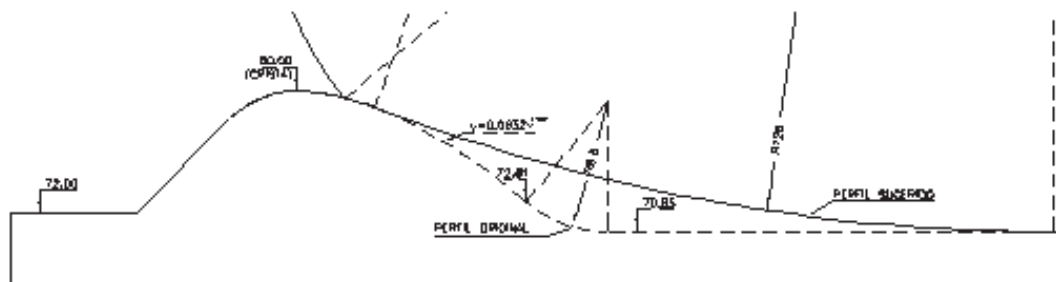


FIGURA 4.12 – COMPARATIVO ENTRE O PERFIL CREAGER E PERFIL COM CONTRACURVA DE GRANDE RAI



tradicional. Na parte superior observou-se uma melhora no aspecto do escoamento, que se apresentou mais estável logo após a crista do vertedouro. Os resultados experimentais também mostraram que para as mesmas condições de operação (vazão e nível a jusante) a contracurva de grande raio precisa de menos carga hidráulica sobre crista, ou seja, tem capacidade de descarga superior ao perfil tradicional.

As TABELAS 5 e 6 comparam os resultados obtidos para o perfil tradicional e depois da implantação da contracurva de com 128 m de raio. Pode-se concluir que nas condições de afogamento mais severas a curva de grande raio apresentou maior capacidade de descarga,

TABELA 5 – ENSAIO DE CAPACIDADE DE DESCARGA - PERFIL TRADICIONAL

TESTE #	Q (m^3/sm)	CARGA (H) (m)	C ($m^{1/2}/s$)	h_d/H -	$(h_d + d)/H$ -	Redução % -
1	149,4	17,26	2,084	0,293	1,531	3,95%
2	149,4	18,34	1,903	0,16	1,5	14,43%
3	149,4	19,01	1,803	0,134	1,482	21,09%
4	149,4	19,43	1,745	0,125	1,472	25,31%
5	149,4	19,87	1,686	0,114	1,461	29,86%
6	155,02	22,04	1,498	0,084	1,416	46,98%
7	155,02	21,55	1,549	0,091	1,425	41,98%

TABELA 6 – ENSAIO DE CAPACIDADE DE DESCARGA - CONTRACURVA COM RAIOS DE 128 m

TESTE #	Q (m^3/sm)	CARGA (H) (m)	C ($m^{1/2}/s$)	h_d/H -	$(h_d + d)/H$ -	Redução % -
1 B	149,4	17,51	2,04	0,303	1,524	6,34%
2 B	149,4	18,24	1,918	0,156	1,503	13,47%
3 B	149,4	18,76	1,839	0,123	1,489	18,63%
4 B	149,4	19,12	1,787	0,111	1,48	22,20%
5 B	149,4	19,59	1,723	0,102	1,468	27,00%
6 B	155,02	21,89	1,513	0,077	1,419	45,48%
7 B	155,02	21,51	1,554	0,089	1,426	41,57%

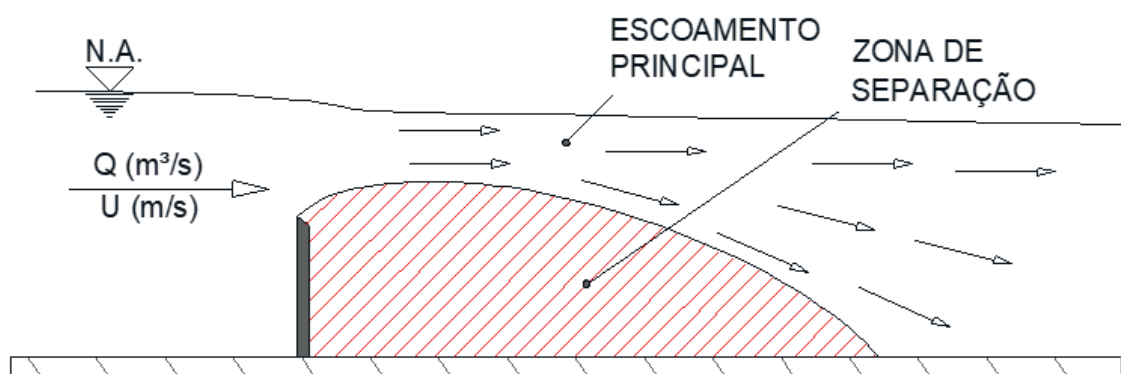
cerca de 3% em relação ao perfil tradicional, reduzindo a carga hidráulica necessária sobre a crista do vertedouro.

Conclui-se que, para condições extremas de afogamento oriundas da passagem de uma cheia decamilar o projeto será beneficiado pela adoção de um perfil não convencional.

A mudança no perfil para casos de extremo afogamento parece ser razoavelmente aplicável. Estudos feitos por Rajaratnam e Muralidhar (1969) para vertedouros de borda delgada com alto grau de afogamento mostraram que o escoamento se subdivide logo após passar pela seção de controle, formando um escoamento principal na parte superior e uma zona de turbilhonamento na parte inferior – similar ao observado no presente estudo (ver FIGURA 4.11), justificando a adoção de um perfil mais suave.

Rajaratnam e Muralidhar (1969) realizou o mapeamento dos perfis de velocidade a jusante de vertedouros de borda delgada com elevado grau de afogamento por jusante. Conforme ilustrado na FIGURA 4.13, percebe-se que o perfil inferior do escoamento principal tem formato convexo, bastante diferente dos perfis tradicionais de vertedouro, que são baseados em perfis inferiores de escoamentos livres.

FIGURA 4.13 – ZONA DE SEPARAÇÃO (TURBILHONAMENTO) COM FORMAÇÃO DE VÓRTICES



FONTE: Adaptado de Rajaratnam e Muralidhar (1969)

4.3 ESTUDO DE CASO - APLICAÇÃO AO PROJETO DO VERTEDOURO DA UHE BELO MONTE

O vertedouro da UHE Belo Monte foi concebido considerando um elevado grau de afogamento a jusante para a vazão de projeto. A determinação de sua capacidade de descarga sem a realização de um estudo experimental apresentou grande grau de incerteza. Os estudos iniciais de capacidade de descarga foram realizados em um modelo bidimensional construído na escala geométrica 1:70. O modelo do vertedouro foi implantado em um canal retangular com largura equivalente a 49 m, simulando um vão inteiro mais dois meio vãos do vertedouro (DETTMER, 2012).

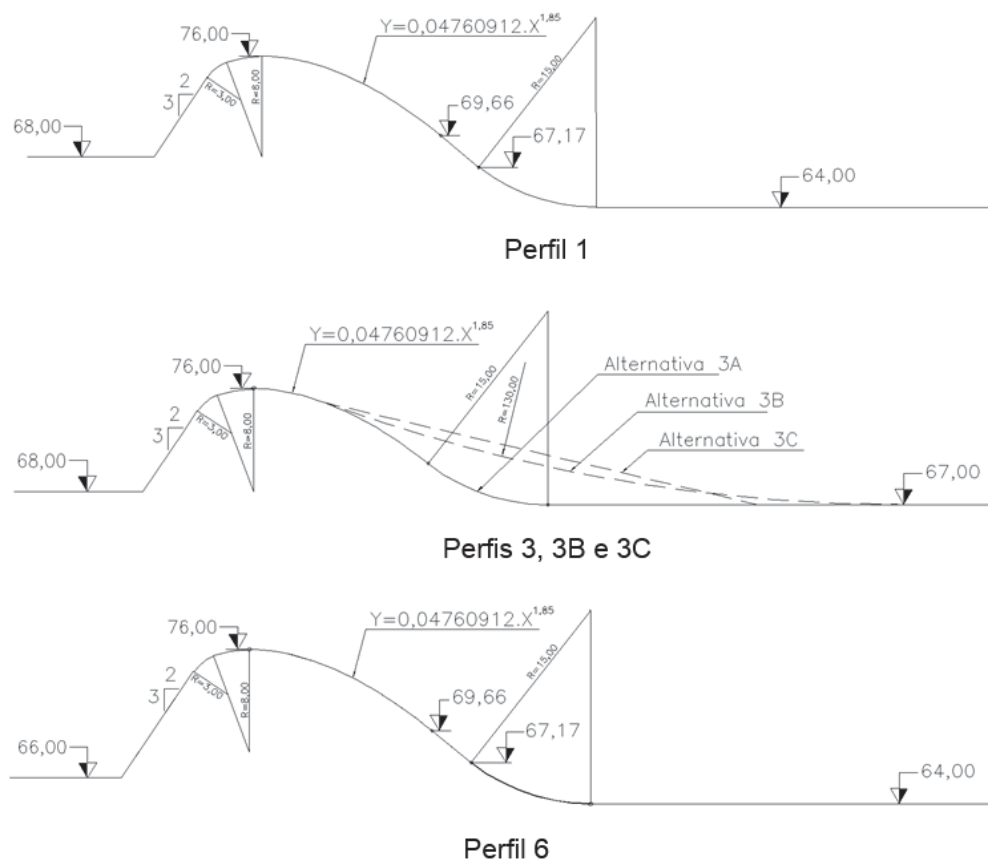
Na ocasião o projeto do vertedouro da UHE Belo Monte contemplava 20 comportas de 20 m de largura, com crista na Elevação 76,00 m e deveria ser capaz de descarregar a cheia decamilenar (62.000 m³/s) com o reservatório no nível máximo maximorum na Elevação 97,50 m ($H = 21,50$ m).

Tendo em vista que a capacidade de descarga do modelo seccional não leva em conta as perdas que podem ocorrer devido à aproximação esconsa do vertedouro, foi definido pelo consórcio projetista, que o modelo bidimensional deveria ser capaz de descarregar a cheia decamilenar com um nível máximo maximorum da ordem de 30 cm abaixo do nível de projeto, resultando em um nível máximo maximorum na El. 97,20 m no modelo seccional.

Os estudos em modelo reduzido foram conduzidos de maneira a verificar a passagem da cheia decamilenar para as alternativas sugeridas pelo consórcio projetista. Inicialmente, devido às incertezas de dimensionamento, foi previsto estudar seis perfis de crista do tipo padrão no modelo bidimensional do vertedouro. No entanto, com a pesquisa no modelo reduzido foi possível convergir rapidamente para uma estrutura que atendesse as especificações de projeto

totalizando o estudo de 5 alternativas, sendo 3 perfis tipo padrão e 2 perfis não convencionais sugeridos pelo laboratório. As principais características dos perfis estudados são ilustrados na Figura 4.

FIGURA 4.14 – ALTERNATIVAS ESTUDADAS NO MODELO REDUZIDO SECCIONAL DO VERTEDOURO DA UHE-BELO MONTE



Os ensaios iniciais mostraram que as mudanças no canal de aproximação e restituição do vertedouro com soleira tipo padrão (Perfis 1, 3A e 6) conduziam a resultados muito similares em termos de capacidade de descarga durante a passagem da vazão de 62.000 m³/s. Nenhum dos perfis convencionais estudados atendiam os critérios estabelecidos pelo projetista – Nível de água no reservatório inferior à Elevação 97,20 m.

Em termos de capacidade de descarga as três alternativas com crista padrão foram similares. Concluindo-se que as alterações na posição do piso a jusante (canal de restituição) e da altura do paramento de montante (canal de aproximação) foram praticamente insignificantes para o desempenho do vertedouro considerando as condições testadas no modelo - ver TABELA 7.

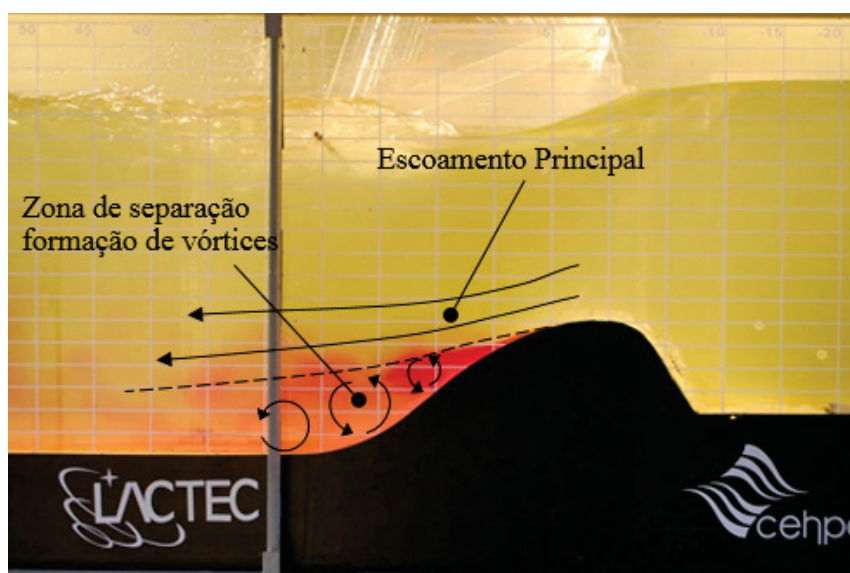
A principal constatação destes ensaios foi que para condições de afogamento mais severas, a geometria convencional do perfil tipo padrão perde eficiência. No modelo reduzido

TABELA 7 – CAPACIDADE DE DESCARGA DOS PERFIS TIPO PADRÃO

Alternativa	Perfil da Soleira	Coefficiente de Descarga – C (m ^{1/2} /s)	Nível do reservatório vazão - (62.000 m ³ /s)
1	$Y = -0,0476x^{1.85}$	1.565	97,41
3A	$Y = -0,0476x^{1.85}$	1.562	97,43
6	$Y = -0,0476x^{1.85}$	1.565	97,41

foi observado que o escoamento descolava da soleira, formando uma zona de separação com formação de vórtices semelhante ao que ocorre em uma expansão brusca. A zona de separação a jusante da crista é ilustrada na FIGURA 4.15.

FIGURA 4.15 – ZONA DE SEPARAÇÃO COM FORMAÇÃO DE VÓRTICES A JUSANTE DA CRISTA - ALTERNATIVA 01 UHE BELO MONTE



Essa zona de turbulência gera perdas de energia no escoamento, reduzindo capacidade de descarga do vertedouro, com aspecto de escoamento muito similar ao observado nos estudos desenvolvidos por Rajaratnam e Muralidhar (1969).

Baseando-se na análise qualitativa do escoamento, o laboratório propôs testar duas alternativas com perfis especiais, sendo uma contracurva de grande raio e um trecho reto ligando a crista ao canal de restituição (alternativas 3B e 3C). Essas alterações preenchiam a região onde se identificava a zona de separação com formação de vórtices e tinham o objetivo de diminuir as perdas localizadas ocasionadas pela separação do escoamento. O novo perfil não convencional assemelha-se à expansão gradual do medidor tipo Venturi após o estrangulamento. O venturi apresenta menor perda de carga localizada em relação ao medidor tipo bocal e Dall Tube justamente por evitar a zona de separação onde ocorre a dissipação de energia.

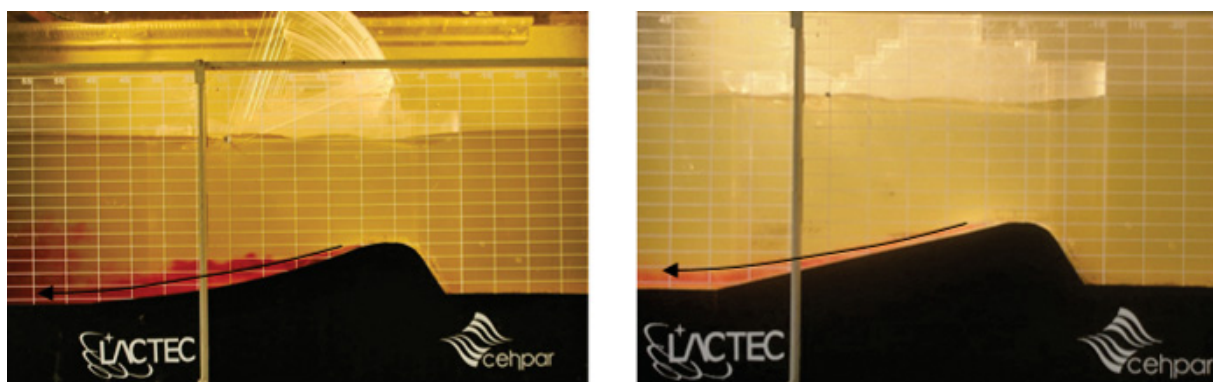
Os ensaios mostraram que os perfis convencionais reduzem de forma muito significativa

TABELA 8 – COMPARAÇÃO ENTRE A CAPACIDADE DE DESCARGA DOS PERFIS DE SOLEIRA ESTUDADOS NO MODELO DO VERTEDOIRO DA UHE BELO MONTE

Alternativa	Perfil da Soleira C (m ^{1/2} /s) EL. (m)	Tipo de Perfil	Coefficiente de Descarga	Nível do reservatório para a vazão de projeto
1	$Y = -0,0476x^{1,85}$	Padrão	1,565	97,41
3A	$Y = -0,0476x^{1,85}$	Padrão	1,562	97,43
6	$Y = -0,0476x^{1,85}$	Padrão	1,565	97,41
3B	CURVA R= 130 m	Não convencional	1,599	97,10
3C	RETO	Não convencional	1,607	97,03

a zona de separação a jusante da crista resultando em um incremento considerável na capacidade de descarga do vertedouro para a cheia decamilenar (aprox. 62.000 m³/s). A FIGURA 4.16 ilustra o escoamento para os perfis não convencionais.

FIGURA 4.16 – ESCOAMENTO APÓS A MODIFICAÇÃO NO PERFIL DA SOLEIRA DO VERTEDOIRO DA UHE BELO MONTE



Os níveis de montante obtidos com os perfis não convencionais resultaram significativamente mais baixos em comparação com os perfis tipo padrão (Elevação 97,10m para a Alternativa 3B e Elevação 97,03m na Alternativa 03 C). Ambas alternativas atenderam as especificações de projeto, sendo capazes de descarregar a cheia decamilenar com folga superior a 0,30m no reservatório em relação ao nível máximo maximorum na Elevação 97,50 m. Os resultados obtidos no modelo bidimensional são apresentados na TABELA 8 .

Os resultados apresentados na TABELA 8 mostram que as alterações da posição do canal de aproximação e de restituição do vertedouro não influenciaram a capacidade de descarga de forma significativa, sendo os maiores ganhos em termos de capacidade de descarga obtidos devido às mudanças no perfil da soleira vertente. No caso, por economia de concreto, o perfil de soleira da Alternativa 3B foi adotado para o projeto básico consolidado do vertedouro da UHE Belo Monte.

5 CONCLUSÕES

Neste estudo foram apresentados os resultados obtidos em 403 ensaios realizados em modelo reduzido de um vertedouro de baixa queda construído na escala geométrica 1:70. Durante os ensaios foram realizados registros relacionados aos seguintes aspectos do fluxo: Níveis de água a montante e a jusante do vertedouro, determinação do coeficiente de descarga e de suas reduções. Este vertedouro, projetado para uma carga de 17,30 m, foi configurado com 14 alternativas conforme listado na tabela 2. O modelo foi construído sem pilares para que o estudo tenha ampla validade.

Foi constatado que a medida que se afoga o vertedouro ocorrem quatro tipos distintos de escoamento: tipo 1 escoamento livre; tipo 2 Ressalto hidráulico tipo 3 Ressalto afogado e tipo 4 Escoamento completamente afogado.

A causa da redução na capacidade de descarga pode ser classificada em três categorias: 1- exclusivamente pelo grau de submergência (h_d/H); 2- exclusivamente pela posição do piso a jusante da crista ($(h_d + d)/H$); 3- pela soma destes dois fatores. A FIGURA 4.6 ilustra os resultados obtidos sem a influência do grau de submergência (h_d/H) levando à conclusão que a elevação do piso a jusante da crista ($(h_d + d)/H$) pode reduzir a capacidade de descarga em até 23 %. A FIGURA 4.7 ilustra que quando a redução da capacidade de descarga é ocasionada apenas pelo grau de submergência - h_d/H , existe considerável variabilidade na redução no coeficiente, podendo variar entre 10 a 80% quando os valores de h_d/H estão entre 0 e 0,15.

Quando os efeitos do grau de submergência e da posição do piso se sobrepõem a redução na capacidade de descarga é mais sensível e a previsão da capacidade de descarga pode ser feita através do ábaco da FIGURA 2.18. As plotagens das FIGURAS 4.8 e 4.9 indicam que, em termos médios o ábaco tem boa correlação, no entanto devido à considerável dispersão dos pontos é aconselhável se determinar a capacidade de descarga através do modelo reduzido.

Uma análise estatística comparando o coeficiente de descarga experimental e o calculado pelo ábaco, indicou que para valores de h_d/H superiores a 0,5 o ábaco se mostrou razoavelmente preciso, prevendo valores com pequeno erro relativo e desvio padrão. À medida que o valor de h_d/H diminui a faixa de erro aumenta indo de 28,38% para $0,5 > h_d/H > 0,3$ e chegando a uma faixa de erro de 101,78 % para $h_d/H < 0,1$.

A plotagem apresentada na figura 33 mostra que para valores de (h_d/H) são menores que 0,5 as chances de se errar no pré-dimensionamento em mais de 5% são grandes. Uma investigação nos testes com erros maiores que 5% apontaram que a dispersão dos resultados se associou a escoamentos do tipo 4. Para este tipo de escoamento o ábaco parece não ter boa precisão sendo necessário o desenvolvimento de outro método para esta faixa.

Os estudos mostraram que para condições severas de afogamento, a geometria dos

perfis tradicionais de vertedouro perde a eficiência, ocasionando uma zona de separação com formação de vórtices logo a jusante da crista que gera perdas, e conseqüentemente, redução na capacidade de descarga. Para esta faixa crítica de afogamento, a adoção de perfil que elimine a expansão brusca se mostrou mais eficiente para descarregar grandes cheias, e inclusive sendo adotado um perfil similar no projeto básico da UHE Belo Monte.

Vertedouros de baixa queda comumente tem o perfil da soleira vertente projetado com cristas do tipo padrão, que baseiam-se na forma do perfil inferior de um jato descarregado livremente na atmosfera. O presente estudo mostrou que para elevados graus de submergência a adoção do perfil do tipo padrão não se justifica e pode levar à perda de eficiência devido à formação de uma zona de separação a jusante da crista que leva à redução da capacidade de descarga do vertedouro.

No caso do vertedouro de Belo Monte, os perfis não convencionais (Alternativas 3B e 3C) diminuíram consideravelmente a zona de separação a jusante da crista, melhorando consideravelmente a capacidade de descarga do vertedouro quando submetidos a condições de elevada submergência por jusante, resultando em ganho da capacidade de descarga do vertedouro, sendo inclusive, adotada a alternativa 3B como solução para o projeto executivo.

Este resultado põe em evidência que o perfil vertente do tipo padrão, baseado no perfil de um jato livre na atmosfera, pode não ser o mais adequado para vertedouros de baixa queda afogados por jusante e a adoção de um perfil especial como no caso de Belo monte pode ser conveniente em termos de capacidade de descarga.

Concluindo o presente trabalho, ficam ainda como objetivos a se perseguir o ponto de transição entre onde é conveniente se fazer uso de um perfil não convencional e a determinação mais precisa do formato deste perfil.

De uma maneira geral os 403 pontos experimentais mostram boa concordância com os resultados disponíveis na literatura e enriquecem o conhecimento sobre a capacidade de descarga de estruturas afogadas por jusante.

REFERÊNCIAS

- BELLIN, A.; FIOROTTO, V. Direct Dynamic Force on Slabs in Spillway Stilling Basin. **Journal of Hydraulic Engineering**, p. 668–693, 1995. Citado na página 33.
- BOWERS, C.; TOSO, J. Karnafuli Project, Model Studies of Spillway Damage. **Journal of Hydraulic Engineering**, p. 469–483, 1988. Citado na página 33.
- BRADLEY, J. N. **Study of Flow Characteristics, Discharge and Pressures Relative to Submerged Dams**. Denver, 1945. 15 p. Citado 16 vezes nas páginas 7, 8, 10, 16, 17, 34, 35, 36, 37, 41, 46, 47, 50, 52, 54 e 56.
- BRADLEY, J. N. **Discharge Coefficient for Irregular Overflow Spillways**. Denver, 1952. Citado 2 vezes nas páginas 30 e 32.
- CLEMENTE, J. W.; OTA, J. J.; GROSZEWICZ, R. C. **Estudos Hidráulicos em Modelo Reduzido do Aproveitamento Hidrelétrico de São Salvador**. Curitiba, 2003. Citado 2 vezes nas páginas 25 e 33.
- DAVIS, C. V.; SORENSEN, K. E. **Handbook of Applied Hydraulics**. 3 ed.. ed. [S.l.]: McGraw-Hill Book Company, 1969. Citado 3 vezes nas páginas 26, 32 e 33.
- DETTMER, P. H. C. **Estudos Hidráulicos em Modelo Reduzido da Usina Hidroelétrica Belo Monte. Relatório Técnico – Estudo Preliminar para Verificação da Capacidade de Descarga do Vertedouro com Redução do Nível de Água a Jusante**. Curitiba, 2012. Citado 3 vezes nas páginas 38, 56 e 59.
- DETTMER, P. H. C.; OTA, J. J.; FABIANI, A. L. T. **Estudo da Capacidade de Descarga de Vertedouros de Baixa Queda com Elevado Grau de Submersão**. Curitiba, 2010. 52 p. Citado 13 vezes nas páginas 11, 38, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74 e 75.
- ELETROBRAS. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. Rio de Janeiro, 2003. 297 p. Citado na página 18.
- FIOROTTO, V.; RINALDO, A. Fluctuating Uplift and Lining Design in Spillway Stilling Basins. **Journal of hydraulic engineering**, p. 578–596, 1992. Citado na página 33.
- HENDERSON, F. M. **Open Channel Flow**. New York: Mc Millan, 1966. 522 p. Citado 4 vezes nas páginas 27, 29, 31 e 32.
- ICOLD / CBDB. **Large Brazilian Spillways**. [S.l.: s.n.], 2002. 205 p. Citado na página 19.
- KHATSURIA, R. M. **Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators**. New York: Marcel Dekker, 2005. 649 p. Citado na página 40.
- OLINGER, J. C.; FEIL, A. S.; TOZZI, M. J. Coeficiente de Descarga de Vertedouros. In: **Congresso Latinoamericano de Hidráulica**. Santiago, Chile: [s.n.], 1994. p. 337–346. Citado na página 28.
- OTA, J. J. Considerações Sobre a Capacidade de Descarga e Pressões na Região da Crista de Vertedouros de Encosta. In: **Congresso Latinoamericano de Hidráulica**. São Paulo: ABRH : AIPH, 1986. p. 142–148. Citado na página 28.

- PINTO, N. L. d. S. **Hidráulica Aplicada**. Curitiba: CEHPAR, 1987. Citado 2 vezes nas páginas 18 e 22.
- POVH, P. H.; OTA, J. J.; GROSZEWICZ, R. C. **Estudos Hidráulicos em Modelo Reduzido da Barragem do Rio Aipim**. Curitiba, 2001. Citado na página 29.
- POVH, P. H. et al. **Estudos Hidráulicos em Modelo Reduzido do Vertedouro da UHE São Salvador**. Curitiba, 2002. Citado na página 33.
- RAJARATNAM, N.; MURALIDHAR, D. Flow Below Deeply Submerged Rectangular Weirs. **Journal of Hydraulic Research**, v. 7, p. 355–374, 1969. Citado 4 vezes nas páginas 36, 58, 59 e 61.
- ROUSE, H. **Fluid Mechanics for Hydraulic Engineers**. New York: Dover Publications Inc., 1961. 422 p. Citado na página 26.
- U.S. Army Corps of Engineers. **Hydraulic Design Criteria**. Vicksburg, 1987. Citado 4 vezes nas páginas 16, 23, 24 e 34.
- USBR. **Studies of Crest for Overfall Dams**. Denver, 1948. 186 p. Citado 3 vezes nas páginas 28, 33 e 34.
- USBR. **Design of Small Dams**. 3 ed.. ed. Washington D.C.: U.S. Government Printing Office, 1987. Citado 4 vezes nas páginas 28, 29, 30 e 31.
- WU, S.; RAJARATNAM, N. Submerged Flow Regimes of Rectangular Sharp-crested Weirs. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 122, p. 412–414, 1996. Citado na página 36.

6 ANEXO

TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)

Perfil #	H (m)	q (m^3/sm)	TIPO -	H/H_D -	C_{exp} -	$(h_d + d)/H$ -	h_d/H -	Redução Exp.
1	25,40	261,80	4	1,463	2,045	1,837	0,209	7,92%
1	24,86	261,80	4	1,432	2,112	1,855	0,260	4,54%
1	24,56	261,80	3	1,415	2,151	1,865	0,324	2,63%
1	24,38	261,80	3	1,405	2,174	1,871	0,381	1,52%
1	24,21	261,80	2	1,395	2,197	1,878	0,573	0,45%
1	24,18	261,80	1	1,393	2,201	1,879	1,401	0,26%
1	21,08	197,31	4	1,214	2,039	2,008	0,198	7,77%
1	20,48	197,31	4	1,180	2,129	2,038	0,282	3,04%
1	20,32	197,31	3	1,171	2,154	2,046	0,392	1,82%
1	20,21	197,31	2	1,164	2,171	2,051	0,698	0,98%
1	20,21	197,31	1	1,164	2,172	2,051	1,599	0,96%
1	18,40	149,40	4	1,060	1,893	2,155	0,141	15,04%
1	17,64	149,40	4	1,016	2,016	2,204	0,232	7,66%
1	17,29	151,61	3	0,996	2,108	2,229	0,364	2,79%
1	17,14	151,61	1	0,987	2,136	2,240	1,805	1,35%
1	17,14	151,61	2	0,987	2,137	2,240	0,822	1,30%
2	24,10	261,80	3	1,388	2,212	1,882	0,481	0,00%
2	24,08	261,80	2	1,387	2,215	1,882	0,568	0,00%
2	24,06	261,80	1	1,386	2,219	1,883	1,420	0,00%
2	24,05	231,08	4	1,385	1,959	1,884	0,172	12,63%
2	24,02	257,60	3	1,384	2,188	1,885	0,376	0,88%
2	23,93	247,28	4	1,379	2,112	1,888	0,233	4,49%
2	23,92	250,66	3	1,378	2,143	1,889	0,310	2,97%
2	22,06	220,38	4	1,271	2,127	1,963	0,238	3,51%
2	22,03	216,52	4	1,269	2,093	1,964	0,233	5,17%
2	21,99	227,61	3	1,267	2,207	1,966	0,563	0,00%
2	21,99	225,79	3	1,266	2,190	1,967	0,377	0,52%
2	21,97	207,57	4	1,266	2,015	1,967	0,190	9,25%
2	21,96	227,61	1	1,265	2,211	1,967	1,492	0,00%
2	21,95	227,61	2	1,264	2,213	1,968	0,645	0,00%
2	21,93	220,96	3	1,263	2,151	1,969	0,298	2,34%
2	20,30	195,65	3	1,170	2,139	2,047	0,399	2,54%

TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)

Perfil #	H (m)	q (m^3/sm)	TIPO -	H/H_D -	C_{exp} -	$(h_d + d)/H$ -	h_d/H -	Redução Exp.
2	20,19	193,54	3	1,163	2,133	2,052	0,302	2,78%
2	20,17	187,79	4	1,162	2,073	2,053	0,227	5,75%
2	20,17	178,13	4	1,162	1,967	2,054	0,162	11,44%
2	20,16	197,30	2	1,161	2,179	2,054	0,697	0,58%
2	20,16	197,30	1	1,161	2,180	2,054	1,590	0,54%
2	20,16	197,30	3	1,161	2,180	2,054	0,583	0,54%
2	20,14	197,30	3	1,160	2,182	2,055	0,648	0,44%
2	18,07	158,44	4	1,041	2,063	2,176	0,225	5,44%
2	18,02	166,41	3	1,038	2,175	2,179	0,551	0,00%
2	18,02	152,60	4	1,038	1,995	2,179	0,190	8,99%
2	18,02	166,41	1	1,038	2,176	2,179	1,738	0,00%
2	18,02	166,41	2	1,038	2,176	2,179	0,800	0,00%
2	18,02	166,41	2	1,038	2,176	2,179	0,750	0,00%
2	17,97	162,03	3	1,035	2,127	2,183	0,315	2,20%
2	17,97	164,50	3	1,035	2,160	2,183	0,410	0,65%
2	17,16	142,90	4	0,988	2,011	2,238	0,207	7,69%
2	17,10	116,14	4	0,985	1,642	2,242	0,076	31,84%
2	17,09	136,44	4	0,985	1,931	2,243	0,146	12,09%
2	17,08	129,66	4	0,984	1,837	2,244	0,116	17,80%
2	17,07	151,61	2	0,983	2,149	2,245	0,824	0,70%
2	17,07	151,61	3	0,983	2,150	2,245	0,766	0,67%
2	17,07	151,61	1	0,983	2,150	2,245	1,806	0,64%
2	17,07	148,77	3	0,983	2,110	2,245	0,326	2,56%
2	17,05	146,19	3	0,982	2,076	2,246	0,261	4,24%
2	17,05	122,12	4	0,982	1,734	2,246	0,091	24,79%
2	17,05	150,35	3	0,982	2,136	2,246	0,425	1,32%
2	15,15	122,31	4	0,872	2,075	2,403	0,300	3,08%
2	15,10	124,05	3	0,870	2,114	2,407	0,497	1,16%
2	15,09	106,76	4	0,869	1,821	2,408	0,109	17,41%
2	15,09	124,05	3	0,869	2,117	2,409	0,622	0,99%
2	15,08	124,05	2	0,868	2,119	2,409	0,861	0,89%
2	15,07	116,14	4	0,868	1,984	2,410	0,191	7,73%
2	15,07	124,05	1	0,868	2,120	2,410	1,975	0,85%
2	15,03	122,70	3	0,866	2,106	2,414	0,388	1,49%
3	24,16	237,60	4	1,392	2,000	1,879	0,189	10,33%
3	24,15	259,13	3	1,391	2,184	1,880	0,379	1,07%

TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)

Perfil #	H (m)	q (m^3/sm)	TIPO -	H/H_D -	C_{exp} -	$(h_d + d)/H$ -	h_d/H -	Redução Exp.
3	24,14	261,80	3	1,391	2,207	1,880	0,482	0,01%
3	24,11	261,80	1	1,389	2,211	1,881	1,402	0,00%
3	24,11	261,80	2	1,389	2,211	1,881	0,567	0,00%
3	24,09	250,34	4	1,388	2,117	1,882	0,238	4,24%
3	24,07	255,61	3	1,386	2,165	1,883	0,314	1,95%
3	21,94	224,45	3	1,264	2,184	1,969	0,376	0,80%
3	21,91	227,61	3	1,262	2,220	1,970	0,560	0,00%
3	21,90	206,08	4	1,262	2,011	1,970	0,196	9,48%
3	21,90	219,35	3	1,261	2,141	1,971	0,301	2,82%
3	21,89	211,97	4	1,261	2,070	1,971	0,230	6,32%
3	21,88	227,61	2	1,261	2,223	1,971	0,644	0,00%
3	21,88	227,61	1	1,260	2,224	1,971	1,498	0,00%
3	20,23	180,67	4	1,165	1,986	2,051	0,172	10,39%
3	20,18	193,24	4	1,163	2,131	2,053	0,292	2,87%
3	20,17	197,30	3	1,162	2,178	2,054	0,584	0,63%
3	20,16	197,30	3	1,161	2,179	2,054	0,643	0,58%
3	20,16	197,30	2	1,161	2,180	2,054	0,697	0,54%
3	20,15	197,30	1	1,161	2,181	2,054	1,600	0,51%
3	20,14	188,51	4	1,160	2,085	2,055	0,228	5,12%
3	20,09	194,90	3	1,157	2,164	2,058	0,395	1,28%
3	18,13	166,26	3	1,045	2,153	2,172	0,415	1,04%
3	18,09	166,19	3	1,042	2,161	2,175	0,469	0,66%
3	18,06	166,41	3	1,040	2,168	2,177	0,551	0,29%
3	18,03	166,41	1	1,039	2,173	2,178	1,737	0,07%
3	18,03	166,41	2	1,039	2,173	2,179	0,750	0,05%
3	17,99	162,03	3	1,036	2,123	2,181	0,316	2,40%
3	17,77	154,22	4	1,024	2,059	2,196	0,223	5,50%
3	17,06	150,04	3	0,982	2,130	2,246	0,554	1,59%
3	17,05	151,61	3	0,982	2,154	2,246	0,765	0,47%
3	17,02	140,56	4	0,981	2,001	2,248	0,154	8,13%
3	17,02	151,61	2	0,981	2,159	2,248	0,821	0,23%
3	17,02	151,61	1	0,980	2,159	2,249	1,811	0,20%
3	17,01	145,54	4	0,980	2,074	2,249	0,265	4,31%
3	17,01	140,56	4	0,980	2,003	2,249	0,195	8,01%
3	16,97	147,16	3	0,978	2,105	2,252	0,325	2,75%
3	15,06	123,28	3	0,868	2,109	2,411	0,495	1,33%

TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)

Perfil #	H (m)	q (m^3/sm)	TIPO -	H/H_D -	C_{exp} -	$(h_d + d)/H$ -	h_d/H -	Redução Exp.
3	15,01	123,28	3	0,865	2,120	2,416	0,620	0,78%
3	14,99	123,28	1	0,863	2,125	2,418	1,981	0,54%
3	14,98	120,16	4	0,863	2,073	2,419	0,292	3,04%
3	14,98	123,28	2	0,863	2,127	2,419	0,860	0,43%
3	14,97	115,32	4	0,863	1,990	2,419	0,185	7,33%
3	14,95	121,73	3	0,861	2,105	2,421	0,385	1,45%
4	25,40	261,80	4	1,463	2,045	1,837	0,215	7,95%
4	24,88	261,80	4	1,433	2,110	1,854	0,260	4,62%
4	24,54	261,80	4	1,414	2,154	1,866	0,328	2,49%
4	24,40	261,80	3	1,406	2,172	1,871	0,385	1,62%
4	24,22	261,80	3	1,395	2,197	1,878	0,484	0,47%
4	24,17	261,80	1	1,392	2,203	1,879	1,405	0,19%
4	24,16	261,80	2	1,392	2,204	1,879	0,570	0,13%
4	20,57	187,40	4	1,185	2,009	2,033	0,183	9,23%
4	20,19	197,31	3	1,163	2,174	2,052	0,586	0,82%
4	20,19	197,31	2	1,163	2,175	2,053	0,690	0,78%
4	20,18	197,31	2	1,163	2,176	2,053	0,646	0,76%
4	20,18	195,60	3	1,163	2,157	2,053	0,398	1,62%
4	20,17	197,31	1	1,162	2,178	2,053	1,600	0,65%
4	20,09	192,10	3	1,157	2,133	2,058	0,298	2,74%
4	20,09	187,40	4	1,157	2,081	2,058	0,231	5,32%
4	17,06	151,61	2	0,983	2,151	2,245	0,818	0,61%
4	17,06	151,61	3	0,983	2,152	2,246	0,748	0,58%
4	17,05	151,61	1	0,982	2,153	2,246	1,803	0,53%
4	17,02	149,40	3	0,981	2,127	2,248	0,424	1,72%
4	17,01	147,16	3	0,980	2,098	2,249	0,330	3,14%
4	17,00	144,39	4	0,979	2,061	2,250	0,253	4,97%
4	16,98	140,90	4	0,978	2,013	2,251	0,193	7,46%
4	16,89	135,04	4	0,973	1,946	2,258	0,147	11,09%
4	15,35	121,14	4	0,884	2,014	2,384	0,198	6,33%
4	15,06	123,28	3	0,868	2,109	2,411	0,495	1,37%
4	15,04	121,34	4	0,867	2,080	2,413	0,295	2,77%
4	15,02	123,28	1	0,865	2,119	2,415	1,989	0,86%
4	15,01	123,28	3	0,865	2,119	2,415	0,620	0,83%
4	15,01	123,28	2	0,865	2,120	2,416	0,860	0,80%
4	14,94	121,34	3	0,861	2,101	2,422	0,391	1,63%

TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)

Perfil #	H (m)	q (m^3/sm)	TIPO -	H/H_D -	C_{exp} -	$(h_d + d)/H$ -	h_d/H -	Redução Exp.
5	26,28	254,53	4	1,514	1,889	1,485	0,163	16,79%
5	25,06	254,53	4	1,444	2,028	1,509	0,206	8,83%
5	24,25	254,53	3	1,397	2,131	1,526	0,266	3,57%
5	24,08	254,27	3	1,387	2,152	1,530	0,348	2,55%
5	23,98	254,27	1	1,381	2,166	1,532	0,994	1,89%
5	23,97	254,27	2	1,381	2,166	1,532	0,391	1,88%
5	21,71	191,34	4	1,251	1,891	1,587	0,148	16,37%
5	20,53	191,34	4	1,183	2,057	1,621	0,208	6,68%
5	19,95	191,34	3	1,149	2,148	1,639	0,303	2,00%
5	19,79	191,34	1	1,140	2,173	1,644	1,139	0,76%
5	19,78	191,34	2	1,139	2,175	1,645	0,444	0,65%
5	19,77	191,34	3	1,139	2,177	1,645	0,395	0,55%
5	18,70	149,40	4	1,077	1,847	1,682	0,129	18,07%
5	17,39	149,40	3	1,001	2,061	1,733	0,258	5,18%
5	17,08	149,40	3	0,984	2,117	1,747	0,373	2,23%
5	16,98	149,40	3	0,978	2,135	1,751	0,488	1,32%
5	16,98	149,40	1	0,978	2,136	1,751	1,265	1,26%
5	16,98	149,40	2	0,978	2,136	1,751	0,517	1,26%
5	15,93	131,12	3	0,918	2,062	1,800	0,247	4,26%
5	15,73	117,76	4	0,906	1,888	1,811	0,135	13,73%
5	15,63	131,12	3	0,900	2,123	1,816	0,405	1,09%
5	15,60	131,12	1	0,898	2,128	1,817	1,340	0,79%
5	15,58	131,12	2	0,898	2,131	1,818	0,554	0,64%
6	25,12	254,27	4	1,447	2,020	1,508	0,208	9,29%
6	24,37	254,27	3	1,404	2,113	1,523	0,270	4,45%
6	24,07	254,27	3	1,386	2,154	1,530	0,223	2,47%
6	23,98	254,27	1	1,381	2,165	1,532	1,000	1,93%
6	23,98	254,27	2	1,381	2,165	1,532	0,395	1,93%
6	21,72	191,34	4	1,251	1,890	1,587	0,148	16,44%
6	20,56	191,34	4	1,184	2,052	1,620	0,210	6,95%
6	20,05	191,34	3	1,155	2,131	1,636	0,302	2,83%
6	19,88	191,34	3	1,145	2,158	1,641	0,396	1,47%
6	19,80	191,34	2	1,141	2,171	1,644	0,445	0,84%
6	19,80	191,34	1	1,141	2,172	1,644	1,141	0,82%
6	18,73	149,40	4	1,079	1,843	1,681	0,130	18,37%
6	17,36	149,40	3	1,000	2,066	1,734	0,263	4,93%

TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)

Perfil #	H (m)	q (m^3/sm)	TIPO -	H/H_D -	C_{exp} -	$(h_d + d)/H$ -	h_d/H -	Redução Exp.
6	17,08	149,40	3	0,984	2,117	1,747	0,373	2,23%
6	17,00	149,40	2	0,979	2,132	1,750	0,518	1,48%
6	17,00	149,40	2	0,979	2,132	1,750	0,488	1,45%
6	16,99	149,40	1	0,979	2,133	1,750	1,265	1,43%
6	16,43	131,12	4	0,946	1,969	1,776	0,172	9,50%
6	15,92	131,12	3	0,917	2,065	1,801	0,252	4,10%
6	15,64	131,12	3	0,901	2,119	1,815	0,412	1,27%
6	15,62	131,12	1	0,899	2,125	1,817	1,339	0,97%
6	15,61	131,12	2	0,899	2,127	1,817	0,551	0,88%
7	26,46	254,27	4	1,524	1,868	1,482	0,165	18,10%
7	25,13	254,27	4	1,448	2,018	1,507	0,208	9,38%
7	24,41	254,27	3	1,406	2,108	1,522	0,271	4,70%
7	24,06	254,27	3	1,386	2,154	1,530	0,348	2,45%
7	23,99	254,27	1	1,382	2,164	1,532	1,000	1,96%
7	23,98	254,27	2	1,381	2,165	1,532	0,395	1,93%
7	21,83	191,34	4	1,257	1,876	1,584	0,152	17,29%
7	20,62	191,34	3	1,188	2,043	1,618	0,210	7,41%
7	20,04	191,34	3	1,155	2,132	1,636	0,302	2,77%
7	19,88	191,34	3	1,145	2,158	1,641	0,396	1,47%
7	19,82	191,34	2	1,142	2,169	1,643	0,450	0,97%
7	19,82	191,34	1	1,141	2,169	1,643	1,141	0,94%
7	18,72	149,40	4	1,078	1,845	1,681	0,129	18,22%
7	17,30	149,40	3	0,997	2,076	1,737	0,260	4,36%
7	17,07	149,40	3	0,983	2,118	1,747	0,373	2,18%
7	17,00	149,40	3	0,979	2,131	1,750	0,482	1,51%
7	17,00	149,40	1	0,979	2,132	1,750	1,271	1,45%
7	16,99	149,40	2	0,979	2,133	1,750	0,517	1,43%
7	16,48	131,12	4	0,949	1,960	1,774	0,169	10,04%
7	15,94	131,12	3	0,918	2,060	1,800	0,253	4,35%
7	15,65	131,12	3	0,901	2,118	1,815	0,412	1,30%
7	15,60	131,12	2	0,898	2,128	1,817	0,551	0,79%
7	15,59	131,12	1	0,898	2,129	1,818	1,346	0,76%
8	26,38	254,27	4	1,519	1,877	1,483	0,162	17,55%
8	25,13	254,27	4	1,448	2,018	1,507	0,208	9,40%
8	24,40	254,27	3	1,406	2,109	1,522	0,275	4,64%
8	24,07	254,27	3	1,387	2,153	1,530	0,348	2,50%

TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)

Perfil #	H (m)	q (m^3/sm)	TIPO -	H/H_D -	C_{exp} -	$(h_d + d)/H$ -	h_d/H -	Redução Exp.
8	23,97	254,27	2	1,381	2,166	1,532	0,395	1,86%
8	23,96	254,27	1	1,380	2,167	1,532	0,979	1,82%
8	21,76	191,34	4	1,253	1,885	1,586	0,150	16,75%
8	20,57	191,34	4	1,185	2,051	1,620	0,208	6,99%
8	20,01	191,34	3	1,153	2,137	1,637	0,301	2,53%
8	19,85	191,34	3	1,144	2,163	1,642	0,396	1,24%
8	19,84	191,34	1	1,143	2,165	1,643	1,136	1,16%
8	19,83	191,34	2	1,142	2,167	1,643	0,455	1,05%
8	18,62	149,40	4	1,073	1,859	1,685	0,125	17,24%
8	17,31	149,40	3	0,997	2,074	1,736	0,266	4,49%
8	17,08	149,40	3	0,984	2,117	1,747	0,373	2,23%
8	17,00	149,40	3	0,979	2,132	1,750	0,482	1,48%
8	16,99	149,40	1	0,979	2,133	1,750	1,265	1,43%
8	16,99	149,40	2	0,979	2,133	1,750	0,517	1,43%
8	16,44	131,12	4	0,947	1,968	1,776	0,166	9,60%
8	15,94	131,12	3	0,918	2,060	1,800	0,253	4,35%
8	15,65	131,12	3	0,902	2,117	1,815	0,412	1,36%
8	15,62	131,12	1	0,900	2,124	1,816	1,339	1,03%
8	15,62	131,12	2	0,900	2,124	1,816	0,552	1,00%
9	27,73	254,27	4	1,597	1,741	1,331	0,142	26,53%
9	26,74	254,27	4	1,540	1,839	1,343	0,174	19,95%
9	25,55	254,27	3	1,472	1,969	1,359	0,209	12,12%
9	24,82	254,27	3	1,430	2,056	1,369	0,263	7,34%
9	24,36	254,27	2	1,403	2,115	1,376	0,331	4,38%
9	24,34	254,27	1	1,402	2,118	1,377	0,797	4,21%
9	22,89	191,34	4	1,318	1,747	1,401	0,135	26,17%
9	20,71	191,34	3	1,193	2,030	1,443	0,218	8,15%
9	20,58	191,34	3	1,185	2,050	1,446	0,227	7,08%
9	20,16	191,34	3	1,161	2,114	1,455	0,281	3,71%
9	20,10	191,34	2	1,158	2,123	1,456	0,328	3,24%
9	20,05	191,34	1	1,155	2,131	1,457	0,915	2,83%
9	20,01	191,34	3	1,153	2,137	1,458	0,325	2,53%
9	19,95	191,34	1	1,149	2,147	1,460	0,905	2,04%
9	19,95	191,34	2	1,149	2,148	1,460	0,358	2,00%
9	19,95	191,34	2	1,149	2,148	1,460	0,368	1,98%
9	18,92	149,40	4	1,090	1,816	1,485	0,133	20,19%

TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)

Perfil #	H (m)	q (m^3/sm)	TIPO -	H/H_D -	C_{exp} -	$(h_d + d)/H$ -	h_d/H -	Redução Exp.
9	18,30	149,40	4	1,054	1,908	1,501	0,159	14,11%
9	17,59	149,40	3	1,013	2,025	1,521	0,227	7,15%
9	17,47	149,40	3	1,006	2,046	1,525	0,262	6,01%
9	17,19	149,40	3	0,990	2,096	1,533	0,331	3,35%
9	17,17	149,40	2	0,989	2,100	1,534	0,383	3,13%
9	17,14	149,40	1	0,987	2,106	1,535	1,018	2,80%
9	17,11	149,40	1	0,986	2,111	1,536	1,000	2,53%
9	17,11	149,40	2	0,986	2,111	1,536	0,404	2,53%
9	17,11	149,40	2	0,985	2,112	1,536	0,386	2,50%
9	16,50	131,12	4	0,950	1,957	1,556	0,182	10,26%
9	15,94	131,12	4	0,918	2,060	1,575	0,260	4,38%
9	15,94	131,12	3	0,918	2,060	1,575	0,279	4,38%
9	15,71	131,12	2	0,905	2,105	1,584	0,370	1,97%
9	15,68	131,12	2	0,903	2,111	1,585	0,401	1,67%
9	15,67	131,12	1	0,903	2,114	1,585	0,981	1,55%
9	15,67	131,12	1	0,903	2,114	1,585	1,083	1,55%
9	15,67	131,12	2	0,903	2,114	1,585	0,413	1,52%
9	15,66	131,12	2	0,902	2,115	1,585	0,553	1,49%
10	25,59	254,27	3	1,474	1,964	1,358	0,207	12,38%
10	24,75	254,27	3	1,426	2,065	1,370	0,265	6,90%
10	24,34	254,27	1	1,402	2,118	1,377	0,803	4,21%
10	24,33	254,27	2	1,402	2,118	1,377	0,334	4,19%
10	23,09	191,34	4	1,330	1,725	1,397	0,129	27,83%
10	20,81	191,34	3	1,199	2,016	1,441	0,217	8,93%
10	20,25	191,34	3	1,167	2,099	1,453	0,279	4,45%
10	20,02	191,34	3	1,153	2,136	1,458	0,326	2,58%
10	19,97	191,34	2	1,150	2,144	1,459	0,359	2,19%
10	19,96	191,34	1	1,150	2,145	1,459	0,895	2,11%
10	19,31	149,40	4	1,113	1,760	1,475	0,122	24,18%
10	18,32	149,40	4	1,055	1,905	1,501	0,159	14,28%
10	17,58	149,40	3	1,012	2,028	1,522	0,226	7,01%
10	17,18	149,40	3	0,990	2,098	1,534	0,331	3,21%
10	17,13	149,40	1	0,987	2,108	1,535	1,000	2,72%
10	17,13	149,40	2	0,987	2,108	1,535	0,399	2,72%
10	17,13	149,40	2	0,987	2,108	1,535	0,387	2,72%
10	16,46	131,12	3	0,948	1,964	1,557	0,180	9,82%

TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)

Perfil #	H (m)	q (m^3/sm)	TIPO -	H/H_D -	C_{exp} -	$(h_d + d)/H$ -	h_d/H -	Redução Exp.
10	15,95	131,12	3	0,919	2,058	1,575	0,260	4,47%
10	15,72	131,12	3	0,906	2,104	1,583	0,367	2,06%
10	15,69	131,12	2	0,904	2,110	1,585	0,414	1,73%
10	15,68	131,12	1	0,903	2,111	1,585	1,057	1,67%
11	26,77	254,27	4	1,542	1,836	1,343	0,174	20,12%
11	25,66	254,27	3	1,478	1,956	1,357	0,209	12,83%
11	24,76	254,27	3	1,426	2,064	1,370	0,265	6,96%
11	24,30	254,27	1	1,400	2,123	1,377	0,807	3,99%
11	24,30	254,27	2	1,400	2,123	1,377	0,335	3,97%
11	20,24	191,34	0	1,166	2,101	1,453	0,274	4,34%
11	20,13	191,34	0	1,160	2,118	1,455	0,307	3,50%
11	19,99	191,34	0	1,152	2,140	1,459	0,357	2,36%
11	19,98	191,34	1	1,151	2,142	1,459	0,900	2,28%
11	19,35	149,40	0	1,115	1,755	1,474	0,122	24,58%
11	18,34	149,40	0	1,056	1,903	1,500	0,160	14,43%
11	17,59	149,40	0	1,013	2,026	1,521	0,232	7,12%
11	17,41	149,40	3	1,003	2,057	1,527	0,256	5,38%
11	17,18	149,40	0	0,989	2,099	1,534	0,331	3,18%
11	17,14	149,40	2	0,987	2,106	1,535	0,387	2,80%
11	17,14	149,40	2	0,987	2,106	1,535	0,379	2,80%
11	17,13	149,40	1	0,987	2,106	1,535	1,006	2,78%
11	17,13	149,40	2	0,987	2,106	1,535	0,402	2,78%
11	17,11	149,40	1	0,986	2,111	1,536	1,041	2,56%
11	16,40	122,51	4	0,945	1,845	1,559	0,146	16,87%
11	15,87	131,12	3	0,914	2,074	1,578	0,275	3,64%
11	15,66	131,12	1	0,902	2,115	1,585	1,102	1,49%
11	15,66	131,12	2	0,902	2,115	1,585	0,400	1,49%
11	15,51	122,51	3	0,894	2,005	1,591	0,214	6,96%
11	15,17	122,51	3	0,874	2,074	1,605	0,308	3,13%
11	15,05	122,51	3	0,867	2,098	1,609	0,395	1,87%
11	15,04	122,51	1	0,866	2,101	1,610	1,093	1,71%
11	15,04	122,51	2	0,866	2,101	1,610	0,421	1,71%
11	15,03	122,51	2	0,866	2,102	1,610	0,428	1,68%
12	20,65	191,34	3	1,190	2,038	1,444	0,228	7,68%
12	20,13	191,34	2	1,160	2,118	1,455	0,322	3,48%
12	20,10	191,34	1	1,158	2,124	1,456	0,915	3,20%

TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)

Perfil #	H (m)	q (m^3/sm)	TIPO -	H/H_D -	C_{exp} -	$(h_d + d)/H$ -	h_d/H -	Redução Exp.
12	19,45	149,40	4	1,120	1,742	1,472	0,126	25,53%
12	18,58	131,12	4	1,070	1,638	1,494	0,096	33,09%
12	18,36	149,40	3	1,058	1,898	1,499	0,161	14,72%
12	17,63	149,40	3	1,016	2,018	1,520	0,229	7,57%
12	17,55	131,12	4	1,011	1,784	1,523	0,128	21,62%
12	17,45	149,40	3	1,005	2,050	1,526	0,255	5,76%
12	17,21	149,40	2	0,991	2,093	1,533	0,332	3,48%
12	17,14	149,40	2	0,987	2,105	1,535	0,382	2,86%
12	17,14	149,40	2	0,987	2,106	1,535	0,387	2,80%
12	17,13	149,40	2	0,987	2,107	1,535	0,399	2,75%
12	17,13	149,40	1	0,987	2,108	1,535	1,012	2,69%
12	17,13	149,40	1	0,987	2,108	1,535	1,029	2,69%
12	16,46	131,12	3	0,948	1,963	1,557	0,180	9,85%
12	15,94	131,12	3	0,918	2,060	1,575	0,266	4,35%
12	15,92	131,12	3	0,917	2,065	1,576	0,277	4,10%
12	15,72	131,12	2	0,906	2,103	1,583	0,364	2,09%
12	15,68	131,12	2	0,903	2,111	1,585	0,401	1,67%
12	15,68	131,12	1	0,903	2,113	1,585	1,089	1,61%
12	15,66	131,12	2	0,902	2,116	1,586	0,412	1,43%
12	15,65	131,12	1	0,902	2,118	1,586	1,070	1,33%
13	27,39	254,27	4	1,578	1,774	1,155	0,226	24,26%
13	26,45	254,27	3	1,523	1,870	1,161	0,266	18,01%
13	25,96	254,27	3	1,495	1,923	1,164	0,295	14,79%
13	25,51	254,27	1	1,469	1,974	1,167	0,545	11,83%
13	23,70	191,34	4	1,365	1,659	1,179	0,181	33,04%
13	22,81	191,34	4	1,314	1,757	1,186	0,202	25,50%
13	22,15	191,34	3	1,276	1,835	1,192	0,205	19,99%
13	21,71	191,34	2	1,250	1,892	1,196	0,240	16,30%
13	21,27	191,34	2	1,225	1,951	1,200	0,271	12,69%
13	20,84	191,34	1	1,200	2,012	1,204	0,592	9,16%
13	20,08	149,40	4	1,157	1,660	1,212	0,163	32,00%
13	19,06	149,40	3	1,098	1,795	1,223	0,187	21,66%
13	18,47	149,40	2	1,064	1,882	1,230	0,209	15,74%
13	18,21	131,12	4	1,049	1,687	1,233	0,187	29,00%
13	18,12	149,40	2	1,044	1,937	1,235	0,244	12,28%
13	17,86	149,40	2	1,029	1,980	1,238	0,300	9,74%

TABELA 9 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS - (DETTMER; OTA; FABIANI, 2010)

Perfil #	H (m)	q (m^3/sm)	TIPO -	H/H_D -	C_{exp} -	$(h_d + d)/H$ -	h_d/H -	Redução Exp.
13	17,71	149,40	1	1,020	2,004	1,240	0,661	8,36%
13	17,08	131,12	3	0,984	1,857	1,249	0,192	16,57%
13	16,65	131,12	2	0,959	1,929	1,255	0,255	11,93%
13	16,33	131,12	2	0,941	1,987	1,260	0,265	8,46%
13	16,22	131,12	2	0,934	2,008	1,262	0,285	7,27%
13	16,18	131,12	1	0,932	2,015	1,263	0,694	6,86%
14	26,74	254,27	4	1,540	1,839	1,159	0,215	19,94%
14	26,18	254,27	3	1,508	1,898	1,162	0,267	16,24%
14	25,62	254,27	3	1,476	1,961	1,166	0,286	12,57%
14	25,55	254,27	1	1,472	1,969	1,166	0,511	12,09%
14	22,69	191,34	4	1,307	1,770	1,187	0,200	24,49%
14	22,05	191,34	3	1,270	1,848	1,193	0,193	19,17%
14	21,49	191,34	2	1,238	1,921	1,198	0,227	14,50%
14	20,98	191,34	2	1,208	1,991	1,203	0,271	10,33%
14	20,89	191,34	1	1,204	2,003	1,203	0,564	9,63%
14	20,07	149,40	4	1,156	1,661	1,212	0,148	31,93%
14	19,10	149,40	3	1,100	1,790	1,223	0,173	21,99%
14	18,48	149,40	3	1,064	1,881	1,230	0,194	15,83%
14	18,13	131,12	4	1,044	1,699	1,234	0,156	28,07%
14	18,12	149,40	2	1,044	1,937	1,235	0,227	12,28%
14	17,85	149,40	2	1,028	1,980	1,238	0,255	9,71%
14	17,70	149,40	1	1,020	2,006	1,240	0,627	8,24%
14	17,09	131,12	3	0,985	1,855	1,249	0,181	16,67%
14	16,64	131,12	2	0,959	1,931	1,255	0,219	11,80%
14	16,36	131,12	2	0,943	1,981	1,260	0,254	8,84%
14	16,27	131,12	2	0,937	1,999	1,261	0,275	7,80%
14	16,19	131,12	1	0,933	2,012	1,262	0,660	7,02%