EDUARDO KOHN

VERTEDOR DO TIPO LABIRINTO

Dissertação apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo como etapa
exigida para obtenção do Título de Mestre em
Engenharia

SÃO PAULO
2006

EDUARDO KOHN

VERTEDOR DO TIPO LABIRINTO

Dissertação apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo como etapa
exigida para obtenção do Título de Mestre em
Engenharia

Área de Concentração: Engenharia Hidráulica
Orientador: Prof. Dr. Kikuo Tamada

SÃO PAULO
2006

aos meus pais, Lida e Francisco,
que devotaram suas vidas aos filhos,
sem esperar absolutamente nada em troca.

AGRADECIMENTOS

À Patricia, por tudo...

À Escola Politécnica da USP, pela formação profissional e acadêmica de alto nível que me proporcionou.

Ao meu orientador Prof. Dr. Kikuo Tamada, pelas diretrizes seguras.

Ao Engenheiro Afonso Celso Moruzzi Marques, pelo incentivo, confiança e apoio incondicional.

Aos Engenheiros Alberto Lang Filho, Danny Dalberson de Oliveira e Marcos Oliveira Godoi, pela confiança, exemplos e conselhos, não só profissionais como de vida.

Ao Prof. Dr. José Rodolfo Scaratti Martins pelas valiosas sugestões.

À Engenheira Yvone de Faria Lemos de Lucca, pelo material disponibilizado, pela preciosa ajuda na análise dos resultados e pela revisão cuidadosa do texto.

À Engecorps e sua equipe, pela confiança, apoio e formação profissional.

À Geógrafa Christiane Spörl, pelo incentivo e pela revisão cuidadosa do texto.

À Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica pela cessão de material para pesquisa.

A todos os amigos e colegas que de alguma forma contribuíram para que este trabalho fosse concluído.

RESUMO

A crista ou soleira de um vertedor, que é a parte superior e que está em contato com a água, tem em geral um desenvolvimento em planta linear, no sentido transversal ao do escoamento. Nos vertedores do tipo labirinto esse desenvolvimento em planta não é linear, é composto de um ou mais ciclos, os quais podem ter uma forma triangular ou trapezoidal. A vantagem do uso desse tipo de obra hidráulica é o aumento do comprimento total da soleira para uma mesma largura, o que se traduz em um aumento da capacidade de vazão da estrutura. A utilização de vertedores do tipo labirinto é particularmente vantajosa para cargas pequenas, pois sua eficiência se reduz com o aumento da carga. Um exemplo de aplicação é a utilização em locais nos quais a geologia ou a topografia impõe restrições de espaço para construção. Outro exemplo é o emprego em uma ampliação da capacidade de vazão de um vertedor existente, quando o vertedor labirinto seria construído sobre o mesmo.

Foram apresentadas as principais metodologias de projeto publicadas desse tipo de vertedor. Para auxiliar na análise crítica das metodologias de projeto foram apresentados quatro estudos de casos de vertedores labirinto, cujas pesquisas foram realizadas em modelos físicos reduzidos, a saber: Barragem Prado (EUA), Vertedor Labirinto da Estação de Tratamento de Esgotos de Barueri (Brasil), Barragem Ute (EUA) e Barragem Dog River (EUA). Os resultados desses ensaios mostraram que as metodologias de projeto são capazes de prever o desempenho dos vertedores dentro de uma faixa limitada de desvio, variável com a carga. Recomenda-se que projetos de maior responsabilidade, ou que tenham características diferentes das preconizadas pela bibliografia, sejam estudados em modelo físico reduzido.

ABSTRACT

The crest or weir of a spillway, that is the superior part and that it is in contact with the water, has usually a linear plan shape, in perpendicular to the flow direction. In the labyrinth spillways the plan shape is not linear, but varies using a triangular or trapezoidal planform. The advantage of the use of this water work is the increase of the total length of the weir for same width, what it is expressed as an increase of the capacity of discharge of the structure. The use of labyrinth spillways is particularly advantageous for small heads, therefore its efficiency reduces with the increase of the head. An application example is the use in sites in which geology or the topography impose restrictions of space for construction, another example is increase of the capacity of discharge of an existing spillway, where the labyrinth spillway would be constructed on it. The main design curves of this type of spillway had been presented. To assist in the critical analysis of the methodologies of design four case studies had been presented, whose research had been done in physical models: Prado Dam (U.S.A.), Labyrinth Spillway of the Wastewater Treatment Plant Barueri (Brazil), Ute Dam (U.S.A.) and Dog River Dam (U.S.A.). The results show that the design curves can predict the performance of the labyrinth spillways in a limited way. It is recommended that designs which have more responsibility (risks for human being) or that have different characteristics than the design methodologies should be studied in physical model.

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1. Desenho esquemático de um vertedor de soleira delgada (PORTO, 1998).....	24
Figura 3.2. Desenho esquemático de um vertedor de soleira delgada.....	26
Figura 3.3. Vista de um vertedor de soleira espessa horizontal, em perspectiva.	32
Figura 3.4. Comparação entre a superfície inferior de uma lâmina vertente e o lançamento de um projétil (CHOW, 1959).....	35
Figura 3.5. Geometria da soleira do vertedouro (US CORPS OF ENGINEERS, 1987)	37
Figura 3.6. Dimensões da soleira do vertedor, onde H_d é a carga de projeto (US CORPS OF ENGINEERS, 1987).....	38
Figura 3.7. Valores da carga total sobre o vertedor (H_e) sobre a carga de projeto do vertedor (H_d) em função dos coeficientes de vazão C_H e C_d (US CORPS OF ENGINEERS, 1987)	40
Figura 3.8. Coeficiente de contração (K_p), devido aos pilares, em função da carga sobre a carga de projeto, segundo US Corps Of Engineers (1987).....	41
Figura 3.9. Coeficiente de contração (K_a), devido às paredes laterais, em função da carga sobre a carga de projeto, para aproximação em taludes de terra, segundo US CORPS OF ENGINEERS (1987)	42
Figura 3.10. Coeficientes de descarga (C_d e C_H) em função da relação entre a altura do fundo do canal em função da relação entre a soleira (P) e a carga de projeto (H_d). (US DEPARTMENT OF INTERIOR, 1987)	43
Figura 3.11. Variação do coeficiente de descarga conforme a inclinação da parede de montante no canal de aproximação do vertedor em função da relação entre a altura do fundo do canal em relação à soleira (P) e à carga de projeto (H_d). US DEPARTMENT OF INTERIOR (1987).....	44
Figura 3.12. Definição do perfil Lemniscata. (KANASHIRO, 1985).....	46
Figura 3.13. Vista para jusante do vertedor da Barragem UTE, nos EUA (BUREAU OF RECLAMATION, 2005),.....	48
Figura 3.14. Vista da lateral do vertedor da Barragem UTE , nos EUA (BUREAU OF RECLAMATION, 2005).....	49
Figura 3.15. Vista para montante do vertedor da Barragem 19th Street , nos EUA (CITY OF SAN ANTONIO PARKS AND RECREATION DEPARTMENT, 2005).....	50

Figura 3.16. Principais parâmetros de um vertedor do tipo labirinto.....	51
Figura 3.17. Curva de Projeto para vertedor labirinto – Soleira Triangular - Hay and Taylor (1970)	52
Figura 3.18. Curva de Projeto para vertedor labirinto – Soleira Trapezoidal - Hay and Taylor (1970)	53
Figura 3.19. Curva de projeto de Darvas (1970)	55
Figura 3.20. Curva de projeto sugerida por Magalhães e Lorena (1993).....	56
Figura 3.21. Curva de projeto para vertedores triangulares. (LUX and HINCHLIFF ,1985) ..	57
Figura 3.22. Curva de projeto para vertedores trapezoidais. (LUX and HINCHLIFF ,1985) .	58
Figura 3.23. Curva de projeto apresentada por Tullis, Amanian and Waldron (1995)	59
Figura 4.1. Vista aérea da Barragem Prado, nos EUA (US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2006).....	63
Figura 4.2. Vista aérea do Vertedor existente da Barragem Prado, nos EUA (US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2006).....	64
Figura 4.3. Desenho em planta com perfil em detalhe das instalações do modelo reduzido do vertedor labirinto da Barragem Prado, nos EUA (COPELAND AND FLETCHER, 2000)	66
Figura 4.4. Fotografia do modelo reduzido com vista para montante o do vertedor labirinto da Barragem Prado, nos EUA (COPELAND AND FLETCHER, 2000)	67
Figura 4.5. Condições de aproximação do vertedor Tipo 1 para vazão de 8.495 m ³ /s (tempo de exposição de 7 s), com vista para jusante (COPELAND AND FLETCHER, 2000)	68
Figura 4.6. Condições de aproximação do vertedor Tipo 1 para vazão de 16.990 m ³ /s (tempo de exposição de 7 s), com vista para jusante (COPELAND AND FLETCHER, 2000) ..	69
Figura 4.7. Condições de aproximação do vertedor Tipo 1 para vazão de 21.238 m ³ /s (tempo de exposição de 7 s), com vista para jusante (COPELAND AND FLETCHER, 2000) ..	69
Figura 4.8. Condições de escoamento sobre a soleira do vertedor Tipo 1 para vazão de 2.831 m ³ /s, (reservatório na cota 173,13 m)(COPELAND AND FLETCHER, 2000).....	70
Figura 4.9. Condições de escoamento sobre a soleira do vertedor Tipo 1 para vazão de 5.663 m ³ /s, (reservatório na cota 173,98 m)(COPELAND AND FLETCHER, 2000).....	71
Figura 4.10. Condições de escoamento sobre a soleira do vertedor Tipo 1 para vazão de 8.495 m ³ /s, (reservatório na cota 175,11 m)(COPELAND AND FLETCHER, 2000).....	71
Figura 4.11. Condições de escoamento sobre a soleira do vertedor Tipo 1 para vazão de 16.990 m ³ /s, (reservatório na cota 178,31 m)(COPELAND AND FLETCHER, 2000) ..	72

Figura 4.12. Condições de escoamento sobre a soleira do vertedor Tipo 1 para vazão de 21.238 m ³ /s, (reservatório na cota 179,86 m)(COPELAND AND FLETCHER, 2000) ..	72
Figura 4.13. Projeto dos vertedores Tipo 1 e Tipo 2 – medidas em metros (COPELAND AND FLETCHER, 2000).....	74
Figura 4.14. Projeto dos vertedores Tipo 3 e Tipo 4 – medidas em metros (COPELAND AND FLETCHER, 2000).....	75
Figura 4.15. Comparação entre os vários tipos (configurações) de vertedores, conforme Tabela 4.2.	76
Figura 4.16. Comparação entre os tipos (configurações) de vertedores 8 e 9, conforme Tabela 4.2.	77
Figura 4.17. Desenho esquemático do isolamento de 4 ciclos do modelo.	78
Figura 4.18. Coeficientes de descarga dos vertedores Tipo 1 e Tipo 2, com 4 ciclos isolados no centro do modelo, bem como as curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hichliff (1985).	79
Figura 4.19. Coeficientes de descarga dos vertedores Tipo 1 e Tipo 2, com 4 ciclos isolados no centro do modelo, e sem isolamento, bem como as curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hichliff (1985).....	80
Figura 4.20. Coeficientes de vazão obtidos pela Equação 40 para todos os tipos de vertedor, bem como as curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hichliff (1985). Para o vertedor Tipo 9 foram incluídas as barras de erro de 5%.	80
Figura 5.1. Representação esquemática do protótipo. (Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica, 1995).....	85
Figura 5.2. Fotografia do protótipo. (Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica, 1995).....	85
Figura 5.3. Fotografia do modelo reduzido. (Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica, 1995).....	87
Figura 5.4. Coeficiente de vazão obtido no modelo reduzido.	88
Figura 6.1. Perfil da soleira vertente utilizada nos testes em calha.	94
Figura 6.2. Curvas com os resultados obtidos (HOUSTON, 1982).	96
Figura 6.3. Curvas que relacionam cota e descarga do vertedor de 10 ciclos, obtidas em modelo reduzido por Houston (1982), e calculados pelas curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff (1985), para o vertedor de 10 ciclos. Barras de erros horizontais fixadas em 5%.	97
Figura 6.4. Coeficientes de vazão em função de H/P, obtidos em modelo reduzido por Houston (1982), e calculados pelas curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron	

(1995) e Lux and Hinchliff (1985), para o vertedor de 10 ciclos. Barras de erros fixadas em 5%.....	98
Figura 6.5. Curvas que relacionam cota e descarga do vertedor de 14 ciclos, obtidas em modelo reduzido por Houston (1982), e calculados pelas curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff (1985), para o vertedor de 14 ciclos. Barras de erros horizontais fixadas em 5%.	99
Figura 6.6. Coeficientes de vazão em função de H/P, obtidos em modelo reduzido por Houston (1982), e calculados pelas curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff (1985), para o vertedor de 14 ciclos. As barras de erros verticais foram fixadas em 10 %.	100
Figura 6.7. Localização dos piezômetros para o vertedor de 14 ciclos (HOUSTON, 1982).	103
Figura 6.8. Pressões relativas obtidas para os piezômetros 4 e 9, para o vertedor de 14 ciclos (HOUSTON, 1982).	104
Figura 7.1. Barragem Dog River e seus vertedores. (SAVAGE, FRIZELL AND CROWDER 2004).....	107
Figura 7.2. Vertedor descarregando uma vazão de 456 m ³ /s (protótipo) sobre o vertedor labirinto de 7,62 m (P). Nota-se o talude de jusante 1V:3H e a bacia de dissipação USBR Tipo II (FRIZELL, 2003).	109
Figura 7.3. Vista para jusante do vertedor labirinto de 2 ciclos. Vazão de 456 m ³ /s (protótipo) (FRIZELL, 2003).	109
Figura 7.4. Vista lateral, vazão de 1.000 m ³ /s (protótipo). (FRIZELL, 2003).	110
Figura 7.5. Vista para montante, vazão de 1.000 m ³ /s (protótipo) (FRIZELL, 2003).	110
Figura 7.6. Vista lateral, vazão de 1.501 m ³ /s (protótipo), a vazão máxima de projeto (FRIZELL, 2003).	111
Figura 7.7. Vista para jusante do vertedor labirinto de 2 ciclos. de 1.501 m ³ /s (protótipo), a vazão máxima de projeto (FRIZELL, 2003).	111
Figura 7.8. Curva cota descarga do vertedor com os taludes de montante e jusante.	112
Figura 7.9. Curva cota descarga do vertedor sem os taludes de montante e jusante.....	113
Figura 7.10. Curvas cota descarga dos dois vertedores.....	113
Figura 7.11. Coeficientes de vazão para o vertedor com taludes de montante e de jusante. Barras de desvio de 5%.	114
Figura 7.12. Coeficientes de vazão para o vertedor posicionado diretamente sobre o fundo plano do canal, barras de desvio de 5%.....	115

Figura 7.13. Coeficientes de vazão para o vertedor posicionado diretamente sobre o fundo plano do canal e para a situação com taludes de montante e de jusante.....	115
Figura 7.14. Perfil da malha de elementos utilizada para cálculo do modelo numérico (SAVAGE, FRIZELL AND CROWDER, 2004).....	117
Figura 7.15. Perspectiva isométrica da malha de elementos utilizada para cálculo do modelo numérico (SAVAGE, FRIZELL AND CROWDER, 2004).	117
Figura 7.16. Perspectiva isométrica do fluxo calculado numericamente para uma carga total equivalente sobre a soleira de 2,70 m (1501 m ³ /s) no protótipo (SAVAGE, FRIZELL AND CROWDER, 2004).	118
Figura 7.17. Módulos e as direções das velocidades ao longo de uma seção transversal próxima à soleira (SAVAGE, FRIZELL AND CROWDER, 2004).....	119
Figura 7.18. Comparação entre as vazões obtidas no modelo com vertedor sobre o fundo plano, com taludes de montante e jusante e o obtido pelo modelo numérico (SAVAGE, FRIZELL AND CROWDER, 2004).	119

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Correção dos valores de C_i , a partir dos valores de h/P	30
Tabela 3.2 - Sugestões do coeficiente C_e para vertedores de soleira espessa horizontal e com bordo de montante em aresta viva (ângulo reto).	34
Tabela 4.1 - Relações de escala entre o modelo e o protótipo.....	65
Tabela 4.2 - Tipos de vertedores testados.	73
Tabela 7.1 - Dimensões do vertedor (protótipo) da Barragem Dog River, original e com a cota de soleira erguida.....	108

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

a parâmetro do vertedor labirinto, comprimento da parede perpendicular ao fluxo principal

α ângulo entre uma linha perpendicular ao eixo do vertedor labirinto e a parede lateral do mesmo

B comprimento da parede no sentido paralelo ao fluxo, ou numa tradução literal do inglês, de comprimento da “perna” do vertedor,

B' largura do canal de aproximação do vertedor

β ângulo de lançamento de um projétil em relação a uma linha horizontal

C coeficiente de vazão genérico de um vertedor, dimensional e empírico

C_3, C_2, C_1 constantes

C' ponto máximo vertical de lançamento de um projétil

C_c coeficiente de contração

C_d coeficiente de vazão, adimensional

C_{DA} coeficiente de descarga segundo Darvas (1970)

C_e coeficiente de vazão para vertedor de soleira espessa

C_H coeficiente de vazão para soleira linear, segundo US Corps of Engineers (1987)

C_{HT} coeficiente de vazão para soleira linear, segundo Hay and Taylor (1970)

C_i coeficiente de vazão, proposto pela International Organization for Standardization (1975)

$C_{inclinada}$ coeficiente de descarga do vertedor com parede de montante inclinada

C_w coeficiente de vazão proposto por Lux and Hinchliff (1985)

e comprimento (ou espessura da parede) da soleira no sentido do fluxo, para vertedores de soleira espessa

ϕ ângulo que o vetor raio forma com “r” no vertedor lemniscata

ϕ_0 ângulo que a tangente à lemniscata na origem faz com o raio vetor

g aceleração da gravidade local (9,81 m/s²)

h carga de posição sobre a soleira, não leva em consideração o termo cinético

H, H_0 carga total sobre a soleira

H_d carga de projeto do vertedor

H_e carga total sobre a soleira

k coeficiente que distingue soleiras triangulares e trapezoidais para vertedores do tipo labirinto, na metodologia proposta por Lux and Hinchliff (1985)

K_a coeficiente de contração devido às paredes

K_p coeficiente de contração devido aos pilares

μ_L coeficiente de vazão da metodologia proposta por Magalhães e Lorena (1983)

L' comprimento bruto da soleira levando-se em conta pilares no meio da mesma

L largura ou luz da soleira, é a dimensão da soleira através da qual há o escoamento, no caso dos vertedores do tipo labirinto é o comprimento da soleira desenvolvida em planta.

N número de pilares sobre a crista da soleira

N_a nível de água de montante do vertedor, onde o termo cinético se torna desprezível

P	diferença de altura entre o fundo do canal de aproximação e a crista do vertedor.
P'	diferença de altura entre o canal de saída e a crista do vertedor, no caso do vertedor de soleira delgada.
q	vazão específica, ou seja, vazão por unidade de largura
Q	vazão total descarregada por um vertedor
Q_L	vazão total descarregada pelo vertedor labirinto
Q_N	vazão descarregada para um vertedor com soleira linear
r	semi-eixo maior do vertedor lemniscata
ρ	raio vetor no vertedor lemniscata
ρ_a	massa específica da água (1.000 kg/m ³)
σ	tensão superficial da água (0,0727 N/m a 20° C)
S	profundidade do vertedor labirinto
t	instante de tempo

V_i velocidade média do escoamento na seção i

x,y coordenadas cartesianas

y altura em relação a um referencial

W largura de um ciclo do vertedor labirinto

W_e número de Weber

USBR United States Bureau of Reclamation

WES Waterways Experiment Station

ETE Estação de Tratamento de Esgotos

FCTH Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	7
LISTA DE TABELAS	12
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS	13
1 Introdução	20
2 Objetivos e Justificativas	21
3 Revisão Bibliográfica	22
3.1 Vertedores	22
3.1.1 Classificação e nomenclatura dos vertedores	22
3.1.2 Desenvolvimento analítico da variação da vazão com a carga dos vertedores	24
3.1.3 Vertedores retangulares de parede delgada, sem contrações	27
3.1.4 Vertedores de soleira espessa horizontal	32
3.1.5 Vertedores de soleira normal	35
3.1.6 Vertedores de soleira de perfil tipo Lemniscata	44
3.2 Vertedores do Tipo Labirinto	47
3.2.1 Introdução	47
3.2.2 Curvas de projeto	51
3.2.2 Projeto dos vertedores do tipo labirinto	61
3.2.3 Dissipação de energia em vertedores do tipo labirinto	61
4 Caso do vertedor da Barragem Prado, na Califórnia	62
4.1 Introdução e Aspectos Históricos	62
4.2 Estudo em Modelo Reduzido	64
4.3 Testes Realizados	67
4.4 Resultados	75
4.5 Análises e Conclusões	81
5 Caso da Aferição de um Medidor Venturi por meio de um Vertedor Labirinto – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica	84
5.1 Introdução e Aspectos Históricos	84
5.2 Descrição do Modelo e do Protótipo	84
5.3 Testes Realizados	87
5.4 Resultados	88
5.5 Análises e Conclusões	88
6 Caso do Vertedor Labirinto da Barragem Ute	93
6.1 Introdução e Aspectos Históricos	93
6.2 Descrição do Modelo Reduzido	93
6.3 Testes Realizados	95
6.4 Resultados	95
6.5 Análises e Conclusões	100

7 Caso do Vertedor Labirinto da Barragem Dog River.....	106
7.1 Introdução e Aspectos Históricos	106
7.2 Descrição do Modelo Reduzido	107
7.3 Testes Realizados	108
7.4 Resultados.....	108
7.5 Análises e Conclusões	116
8 Conclusões.....	120
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	124

1 Introdução

Desde que o homem desenvolveu a capacidade de trabalhar com estruturas hidráulicas surgiu a necessidade de haver dispositivos de controle, seja da vazão, seja do nível de água. Os vertedores, que também podem ser chamados de vertedouros ou extravasores, são essencialmente barreiras com aberturas de determinadas formas geométricas, que concentram o escoamento e o fluxo perpendicularmente às linhas de corrente, o que provoca aumento do nível d'água a montante e aumento da velocidade na aproximação. Servem também como dispositivos de medição de vazão e podem ser construídos tanto no corpo de uma barragem quanto fora dela, ou ainda ao longo de um canal. A crista ou soleira de um vertedor comum tem um desenvolvimento em planta linear, no sentido transversal ao do escoamento. Nos vertedores do tipo labirinto este desenvolvimento em planta não é linear: é composto de um ou mais ciclos, os quais podem ter uma forma triangular ou trapezoidal, objeto de estudo dessa dissertação.

No Capítulo 2 são apresentados os objetivos e justificativas desse trabalho.

No Capítulo 3 é apresentada a revisão bibliográfica sobre os principais tipos de vertedores existentes, suas características e métodos de dimensionamento, com ênfase nos vertedores do tipo labirinto.

Nos Capítulos 4, 5, 6 e 7 são apresentados estudos de caso da Barragem Prado (EUA), Vertedor Labirinto da ETE Barueri (Brasil), Barragem UTE (EUA) e Barragem Dog River (EUA), respectivamente. Todos os casos são vertedores que tiveram seu desempenho analisado em modelo reduzido, foram analisados os resultados experimentais obtidos e comparados com as curvas existentes sugeridas para projeto. Por fim foram apresentadas as principais conclusões obtidas em cada caso.

Finalmente, as conclusões e recomendações do presente estudo estão no Capítulo 8.

2 Objetivos e Justificativas

O objetivo dessa dissertação é estudar os vertedores do tipo labirinto. A pesquisa se justifica pelas possibilidades de aplicação desses nas obras hidráulicas, bem como pela escassez de literatura sobre o tema, principalmente em língua portuguesa. Além da pesquisa bibliográfica sobre o tema, o trabalho será complementado com estudos de casos sobre o assunto, sobretudo em laboratório com modelos reduzidos, na busca de uma análise crítica sobre a bibliografia disponível.

A pesquisa se inicia com o estudo genérico dos vertedores, suas classificações e nomenclaturas. Também são apresentados com mais detalhes alguns tipos mais comuns dos mesmos.

Um vertedor do tipo labirinto tem uma capacidade maior de vazão quando comparado aos tradicionais de soleira linear para uma mesma carga e uma mesma largura. Entretanto, esse raciocínio é válido para cargas pequenas, conforme há um aumento da carga e conseqüentemente um aumento de vazão, a eficiência desse tipo de estrutura tende a diminuir. Essa variação da vazão em função da carga foi estudada experimentalmente por diversos autores e será aqui apresentada.

A pesquisa é finalizada com a apresentação de 4 estudos de casos de vertedores labirintos que foram estudados em modelo reduzidos : Barragem Prado (EUA), Vertedor Labirinto da ETE Barueri (Brasil), Barragem UTE (EUA) e Barragem Dog River (EUA). Para cada caso são apresentados os resultados obtidos e comparados com as curvas experimentais de projeto existentes.

3 Revisão Bibliográfica

3.1 *Vertedores*

Conforme descrito anteriormente, os vertedores são estruturas hidráulicas que controlam a vazão e o nível de água em uma barragem ou canal. De posse dos estudos hidrológicos, seja posicionado transversalmente em um canal ou como órgão extravasor de uma barragem, o projetista deve ser capaz de relacionar a capacidade de vazão do vertedor com o nível d'água a montante da estrutura. Uma situação comum de projeto é aquela em que se conhece a restrição de nível no reservatório ou canal, e dimensiona-se o vertedor para atender tanto à essa restrição quanto às restrições de vazões a jusante.

3.1.1 Classificação e nomenclatura dos vertedores

Segundo Porto (1998) as partes constituintes de um vertedor são:

- a) Crista ou soleira : é a parte superior da parede em que há contato com a lâmina vertente. Se o contato da lâmina se limitar a uma aresta biselada, o vertedor é de parede delgada; já se o contato ocorrer em um comprimento apreciável da parede, o vertedor é de parede espessa.
- b) Carga piezométrica sobre a soleira h é a diferença de cota entre o nível de água a montante, em uma região fora da curvatura da lâmina em que a distribuição de pressão é hidrostática, e o nível da crista da soleira.
- c) Altura do vertedor P é a diferença de cotas entre a soleira e o fundo do canal de aproximação.
- d) Largura ou luz da soleira L é a dimensão da soleira através da qual há o escoamento.

Ainda segundo Porto (1998), os vertedores podem ser classificados das seguintes maneiras:

- a) Quanto à forma geométrica da abertura: retangulares, triangulares, trapezoidais, circulares e parabólicas.
- b) Quanto à altura relativa da soleira: descarga livre se $P > P'$ (são os mais usados) e descarga afogada se $P < P'$, isto é, se o nível d'água de saída for superior ao nível da soleira.
- c) Quanto à natureza da parede: parede delgada se a espessura da parede for inferior a dois terços da carga ($e < 2/3 h$) e de parede espessa caso contrário ($e > 2/3 h$).
- d) Quanto à largura relativa da soleira: sem contrações laterais se a largura da soleira for igual à largura do canal de chegada ($L=B'$) e com contrações laterais se a largura da soleira for inferior à largura do canal de chegada ($L < B'$).
- e) Quanto à natureza da lâmina: lâmina livre se a região abaixo da lâmina for suficientemente arejada, de modo que a pressão reinante seja a pressão atmosférica; lâmina deprimida se a pressão abaixo da lâmina for inferior à pressão atmosférica e lâmina aderente quando não há bolsa de ar abaixo da lâmina e esta cola no paramento (face) de jusante, sem, no entanto, ser afogada.
- f) Quanto à inclinação do paramento da estrutura com a vertical, podem ser: vertical ou inclinada.
- g) Quanto à geometria da crista: cristas retilíneas, circulares, poligonais ou em labirinto.

A Figura 3.1 apresenta um desenho esquemático de um vertedor de soleira delgada, explicitando os principais parâmetros (PORTO, 1998).

Podem-se citar ainda os vertedores do tipo tulipa e sifão. Esta dissertação se propõe a estudar os vertedores do tipo labirinto.

Figura 3.1. Desenho esquemático de um vertedor de soleira delgada (PORTO, 1998)

3.1.2 Desenvolvimento analítico da variação da vazão com a carga dos vertedores

Um aspecto importante do estudo dos vertedores é encontrar uma relação analítica que permita descrever como a vazão total descarregada por ele varia em função da carga sobre o mesmo. Não há conhecimento de um tratamento matemático universal que explicita tal relação, ao menos um que tenha uma aplicação prática razoável. A aplicação das Equações da Continuidade e da Quantidade de Movimento na forma Integral leva a equações diferenciais de soluções trabalhosas, e por vezes a garantia das condições de contorno e das hipóteses assumidas ou não representam a realidade ou são impossíveis de serem respeitadas. Sendo assim, a maioria da bibliografia existente trata do assunto segundo um desenvolvimento empírico.

Genericamente, os parâmetros que mais influenciam a capacidade de descarga de um vertedor são: a carga sobre o vertedor, o comprimento da soleira vertente, no sentido transversal às

linhas de corrente, bem como um coeficiente de vazão, empírico, que sintetiza as características como forma da soleira, contração do jato etc.

A Equação 1 apresenta uma relação típica entre a capacidade de vazão e os demais parâmetros.

$$Q = C * L * H^{\frac{3}{2}} \quad (1)$$

onde Q é a vazão descarregada, C é um coeficiente de descarga, dimensional e empírico, L é o comprimento da soleira e H é a carga total. Há de se ressaltar que esta é uma equação genérica, sendo que cada tipo de vertedor pode apresentar algumas peculiaridades, detalhes e nuances diferentes, ou mesmo uma abordagem diferente. No decorrer do texto são apresentados alguns tipos de vertedores e suas características e metodologias de projeto.

O coeficiente C da Equação 1 é dimensional, para se obter um coeficiente adimensional pode-se aplicar a Equação de Bernoulli ao longo de uma linha de corrente, como por exemplo a linha AB, na Figura 3.2, tomando um plano horizontal de referência. Devem-se admitir as hipóteses de distribuição de velocidade uniforme a montante do vertedor, pressão atmosférica na lâmina vertente e que efeitos secundários como tensão superficial, viscosidade etc possam ser desprezados. Assim, é válida a Equação 2.

$$h + \frac{V_0^2}{2.g} = (h - y) + \frac{V_1^2}{2.g} \quad (2)$$

Onde h, V₀, V₁ e y são definidos na Figura 3.2. Sendo q a vazão por unidade de largura, por definição, define-se uma vazão unitária elementar pela Equação 3.

$$dq = V_1 \cdot dy \quad (3)$$

Figura 3.2. Desenho esquemático de um vertedor de soleira delgada

Portanto a vazão unitária pode ser obtida pela Equação 4.

$$q = \sqrt{2 \cdot g} \cdot \int_0^h \sqrt{\left(y + \frac{V_0^2}{2 \cdot g}\right)} \cdot dy \quad (4)$$

A integração da Equação 4 leva à Equação 5.

$$q = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot \left[\left(h + \frac{V_0^2}{2 \cdot g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{V_0^2}{2 \cdot g} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (5)$$

Para se obter o escoamento real sobre o vertedor, pode-se definir na Equação 5 um coeficiente de contração C_c , dado pela Equação 6.

$$Cd = C_c \cdot \left[\left(1 + \frac{V_0^2}{2 \cdot g \cdot h} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{V_0^2}{2 \cdot g \cdot h} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (6)$$

Substituindo-se C_d obtido pela Equação 6 na Equação 5, obtém-se a Equação 7.

$$q = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot C_d \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad (7)$$

Caso o vertedor tenha um comprimento de soleira L , e as velocidades de aproximação sejam desprezíveis no ponto de medida da carga h , pode-se confundi-la com a carga total H , a equação geral da vazão de um vertedor será então a mostrada na Equação 8, que será utilizada ao longo deste trabalho, sempre que possível. Nota-se que a Equação 1 é uma simplificação da Equação 8.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot L \cdot C_d \cdot H^{\frac{3}{2}} \quad (8)$$

3.1.3 Vertedores retangulares de parede delgada, sem contrações

- Descrição

O vertedor retangular de parede delgada, sem contrações representa, por exemplo, a situação em que um escoamento em um canal retangular encontra uma placa delgada, com soleira

horizontal e biselada, ocupando toda a sua largura. São utilizados principalmente em medições de vazões.

- Considerações construtivas

Diversos autores descrevem os vertedores de parede delgada, principalmente para fins de uso em laboratórios, como medidores de vazão. A norma International Organization for Standardization (1975) apresenta algumas recomendações para a medição de vazões em canais abertos através de soleiras, indica que o local das instalações deve ser liso e livre de perturbações com uma distribuição de velocidades adequada. A seção transversal deve ser uniforme e ter um comprimento pelo menos dez vezes maior que a largura da seção transversal. O medidor de nível (carga) deve ser externo ao canal para uma melhor estabilidade da medida de nível, o que pode ser obtido através de uma derivação no canal com um tubo ligado a um copo, que por sua vez tem uma ponta de medição de nível. Essa derivação não deve nem estar tão próxima da soleira nem tão distante a ponto da perda de carga no canal influir na medida da carga. A International Organization for Standardization (1975) recomenda que o piezômetro esteja a uma distância de 3 a 4 vezes a carga máxima a ser medida, a partir da face de montante da soleira.

Porto (1998, p. 383) considera que alguns detalhes de construção e instalação são necessários para que o vertedor se constitua em um bom dispositivo de medida da vazão :

[...]

- a) A seção de instalação deve ser precedida por um trecho retilíneo e uniforme do canal, de modo a garantir uma distribuição de velocidade na chegada a mais uniforme possível. Em geral, um comprimento de canal maior do que $20 R_h$, em

que R_h é o raio hidráulico na seção de medição, é suficiente. Eventualmente, pode-se usar elementos tranquilizadores de fluxo, a montante do vertedor, como cortinas perfuradas e telas.

- b) Deve-se garantir a presença da pressão atmosférica por baixo da lâmina, promovendo o arejamento da região pela instalação de um tubo perfurado que conecte aquele espaço com o exterior.
- c) A medida da carga deve ser feita a montante do vertedor a uma distância em torno de seis vezes a máxima carga esperada. A cota do nível d'água para a medida da carga deve ser feita em um poço de medição externo ao canal, para suavizar as flutuações da corrente.
- d) Com o propósito de evitar que a lâmina vertente cole na parede, a carga mínima deve ser da ordem de 2 cm.
- e) A largura da soleira deve ser, em geral, superior a três vezes a carga.
- f) Não são recomendadas cargas altas, superiores a 50 cm.

- Curvas e equações de projeto

Segundo a International Organization for Standardization (1975) pode-se calcular a descarga desse tipo de vertedor pela Equação 9, onde Q é a vazão, C_i é um coeficiente de descarga, adimensional, e os demais parâmetros foram definidos na Figura 3.1.

$$Q = \left(\frac{2}{3}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot C_i \cdot \sqrt{g} \cdot L \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad (9)$$

Para a Equação 9 se tornar compatível com a Equação 8, pode-se substituir o coeficiente C_i pela Equação 10.

$$C_i = \left(\frac{2}{3}\right)^{\frac{-3}{2}} \cdot \sqrt{2} \cdot \frac{2}{3} C_d \quad (10)$$

A International Organization for Standardization (1975) indica que o coeficiente C_i é constante e igual a 0,864 dentro das condições impostas pelas inequações 11 e 12, com h e L já definidos anteriormente.

$$0,1 \leq \frac{h}{e} \leq 0,4 \quad (11)$$

$$0,15 \leq \frac{h}{P} \leq 0,6 \quad (12)$$

Para h/L entre 0,4 e 1,6, C_i varia linearmente com o valor de h/P conforme a Equação 13.

$$C_i = 0191 \cdot \frac{h}{e} + 0,782 \quad (13)$$

Para h/P maior que 0,6, os valores acima de C_i devem ser multiplicados por um fator numérico fornecido pela Tabela 3.1, cujos valores intermediários podem ser interpolados.

Tabela 3.1 - Correção dos valores de C_i , a partir dos valores de h/P

Valores de h/P	Fator de correção de C_i
0,6	1,011
0,7	1,023
0,8	1,038
0,9	1,054
1,0	1,064
1,25	1,092
1,5	1,123

Fonte : International Organization for Standardization (1975)

São ainda recomendados os limites apresentados nas Equações 14 a 19.

$$h \geq 0,06m \quad (14)$$

$$L \geq 0,3m \quad (15)$$

$$P \geq 0,15m \quad (16)$$

$$0,15 \leq \frac{P}{e} \leq 4 \quad (17)$$

$$0,1 \leq \frac{h}{L} \leq 1,6 \quad (18)$$

$$0,15 \leq \frac{h}{P} \leq 1,5 \quad (19)$$

Segundo Porto (1998), pode-se calcular a vazão total descarregada por um vertedor de soleira delgada pela Equação 7. O coeficiente de vazão C_d contempla as hipóteses simplificadoras os efeitos da viscosidade, tensão superficial, rugosidade da placa e o padrão de escoamento a jusante. Porto (1998) cita, entre outras fórmulas, a de Bazin, representada na Equação 20, e a de Rehbock representada na Equação 21.

$$C_d = \left(0,6075 + \frac{0,0045}{h} \right) \left[1 + 0,55 \cdot \left(\frac{h}{h+P} \right)^2 \right] \quad (20)$$

na qual h é a carga total e P a altura da soleira, e $0,08 < h < 0,50$ m, $0,20 < P < 2,0$ m.

$$C_d = \left[0,6035 + 0,0813 \cdot \left(\frac{h+0,0011}{P} \right) \right] \left[1 + \frac{0,0011}{h} \right]^{\frac{3}{2}} \quad (21)$$

na qual h é a carga total e P a altura da soleira, e $0,03 < h < 0,75$ m, $P > 0,30$ m e $h < P$.

3.1.4 Vertedores de soleira espessa horizontal

- Descrição

O perfil de um vertedor de soleira espessa horizontal está representado na Figura 3.3.

Figura 3.3. Vista de um vertedor de soleira espessa horizontal, em perspectiva.

A International Organization for Standardization (1975) faz pouca distinção entre os vertedores de soleira delgada e espessa. Pode-se utilizar a mesma metodologia já descrita para

o vertedor de soleira delgada, considerando que neste caso o valor de h/e está entre 0,1 e 0,4 (equações 11 e 13).

Vertedores desse tipo consideram que se o nível de jusante for suficientemente baixo a profundidade crítica ocorre em algum ponto da soleira. Sendo assim, é possível calcular a capacidade de vazão aplicando-se a equação da energia entre uma seção a montante da soleira e uma seção em cima da soleira, onde ocorre a profundidade crítica. A Equação 22 apresenta o resultado dessas ponderações, que é considerado como a vazão teórica, pois as perdas de carga foram desprezadas.

$$Q = 0,58 \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot B' \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad (22)$$

Onde Q é a vazão teórica, B' é a largura do canal e h a carga sobre a soleira.

- Considerações construtivas

Porto (1998) recomenda que a soleira seja suficientemente longa para estabelecer em algum ponto uma distribuição hidrostática para valerem as hipóteses de cálculo, mas ressalta que uma soleira muito longa produz uma perda de carga por atrito.

- Curvas e equações de projeto

Como na dedução da Equação 5 as perdas de carga foram desprezadas, é necessária a inclusão de um coeficiente de vazão para soleira espessa (C_e), o que resulta em uma vazão menor que a teórica.

Porto (1998) considera que o coeficiente de vazão C_e é função das relações entre a carga e a altura relativa entre o fundo do canal e a soleira (h/P), da relação entre a carga e o comprimento da soleira. Depende também da rugosidade da crista e da aresta do bordo de montante ser em ângulo vivo ou arredondada. A Equação 22 é suplantada, então, pela Equação 23.

$$Q = C_e \cdot 0,58 \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot L \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad (23)$$

Porto (1998) apud King (1954) apresentam sugestões do coeficiente C_e , para vertedores de soleira espessa, horizontal e com bordo de montante em aresta viva (ângulo reto), descarregando livremente, sem obstáculos ou restrições a jusante. A Tabela 3.2 apresenta estes resultados, sendo que em caso de arestas de montante arredondada por arco de círculo os valores devem ser acrescidos de 10%.

Tabela 3.2 - Sugestões do coeficiente C_e para vertedores de soleira espessa horizontal e com bordo de montante em aresta viva (ângulo reto).

Carga		Comprimento e da soleira (m)									
h(m)	0,15	0,23	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90	1,20	1,50	3,00	4,50
0,06	0,906	0,890	0,871	0,848	0,822	0,803	0,790	0,771	0,758	0,806	0,868
0,12	0,945	0,906	0,881	0,855	0,845	0,842	0,835	0,822	0,809	0,829	0,874
0,18	0,997	0,936	0,890	0,845	0,842	0,842	0,868	0,871	0,874	0,874	0,874
0,24	1,068	0,984	0,923	0,868	0,842	0,842	0,864	0,868	0,868	0,871	0,855
0,30	1,075	1,016	0,965	0,890	0,861	0,855	0,858	0,864	0,868	0,868	0,851
0,36	1,075	1,036	0,997	0,926	0,874	0,858	0,858	0,864	0,861	0,871	0,855
0,42	1,075	1,055	1,036	0,945	0,897	0,868	0,855	0,858	0,858	0,864	0,855
0,48	1,075	1,065	1,062	0,994	0,936	0,890	0,868	0,861	0,858	0,858	0,851
0,54	1,075	1,075	1,072	0,994	0,932	0,887	0,868	0,861	0,858	0,858	0,851
0,60	1,075	1,072	1,068	0,981	0,923	0,894	0,881	0,868	0,858	0,858	0,851

Fonte : Porto (1998) apud King (1954)

3.1.5 Vertedores de soleira normal

- Descrição

Os vertedores de soleira normal têm um perfil com base na forma da superfície inferior de uma lâmina vertente de um vertedor retangular de parede delgada. Chow (1959) descreve um equacionamento com base na trajetória de um projétil lançado a um ângulo β em relação a uma linha horizontal, cujo esquema gráfico é apresentado na Figura 3.4.

Figura 3.4. Comparação entre a superfície inferior de uma lâmina vertente e o lançamento de um projétil (CHOW, 1959)

No instante t , uma partícula de água em uma linha de corrente da parte inferior do jato terá a sua distância horizontal em relação à face da soleira (x) apresentada na Equação 24, onde v_0 é a velocidade no ponto onde $x=0$, e β é o ângulo com a horizontal.

$$x = v_0 \cdot t \cdot \cos(\beta) \quad (24)$$

Da mesma forma, a sua posição vertical (y) é apresentada na Equação 25, onde g é a aceleração da gravidade e C' é o valor de y para x=0.

$$y = -v_0.t.\text{sen}(\beta) + \frac{1}{2}g.t^2 + C' \quad (25)$$

Ao se eliminar o tempo (t) das Equações (24) e (25), dividindo-se cada termo pela carga total (H), pode-se apresentar a forma do filete inferior do jato em termos adimensionais pela Equação (26).

$$\frac{y}{H} = C_3 \cdot \left(\frac{x}{H} \right)^2 + C_2 \cdot \frac{x}{H} + C_1 \quad (26)$$

Sendo que os valores das constantes C₃, C₂ e C₁ são apresentados nas Equações (27), (28) e (29) respectivamente.

$$A = \frac{g.H}{2.v_0.\cos^2(\beta)} \quad (27)$$

$$B = -tg(\beta) \quad (28)$$

$$C = \frac{C'}{H} \quad (29)$$

O US Corps Of Engineers (1987) sugere que a geometria do perfil da soleira siga a equação proposta na Figura 3.5, na qual o nível de água a montante é representado por N_a, H_d é carga

de projeto e H_e a carga total sobre a soleira. As dimensões recomendadas da soleira do vertedouro em função da carga de projeto H_d estão mostradas na Figura 3.6.

Figura 3.5. Geometria da soleira do vertedor (US CORPS OF ENGINEERS, 1987)

- Curvas e equações de projeto

Chow (1959) cita que de maneira geral a vazão descarregada pelo vertedor de soleira normal pode ser expressa na forma da Equação 30, onde Q é a vazão descarregada, L é o comprimento efetivo da soleira e H_d a carga de projeto.

$$Q = C.L.H_d^{\frac{3}{2}} \quad (30)$$

Figura 3.6. Dimensões da soleira do vertedor, onde H_d é a carga de projeto (US CORPS OF ENGINEERS, 1987)

Segundo Chow (1959) e o US Corps Of Engineers (1987), o comprimento efetivo da soleira pode ser calculado pela Equação 31 onde L é o comprimento efetivo da soleira, L' é o comprimento medido da soleira, N é o número de contrações, ou seja, pilares, paredes etc. Para um vertedor com duas paredes laterais, N é igual a 2.

$$L = L' - 0,1.N.H \quad (31)$$

U.S. Corps of Engineers (1987) sugere a utilização da Equação 32 para vertedores de soleira livre com o perfil da Figura 3.6, onde Q é a vazão (m^3/s), H_e é a carga total sobre a soleira

(m), C_H é o coeficiente de descarga do vertedor e L é o comprimento efetivo da soleira (m).

As unidades foram convertidas para o Sistema Internacional de Unidades.

$$Q = C_H \cdot L \cdot H_e^{\frac{3}{2}} \quad (32)$$

Segundo U.S. Corps of Engineers (1987) o valor de C_H é extraído da Figura 3.7, figura adaptada que leva em conta a transformação de unidades para o Sistema Internacional de Unidades. Esses valores foram retirados de estudos experimentais realizados pelo “**U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station (WES)**”. Para efeito ilustrativo foram inseridos na Figura 3.6 os valores dos coeficientes de descarga C_d , dados pela Equação 8. Nota-se que para cargas baixas (menores que 0,1 de H_e/H_d) o coeficiente de descarga C_d se aproxima de 0,58, que é o valor teórico para soleira delgada (ver Equação 22).

Na Equação 32 o parâmetro (L) a ser utilizado é o comprimento efetivo da soleira, cujo conceito leva em conta os efeitos de redução de vazão devido aos pilares que eventualmente sejam construídos sobre a soleira e os efeitos de redução de vazão devida às paredes laterais do vertedouro. A Equação 33 apresenta a sugestão do US Corps Of Engineers (1987) para o comprimento efetivo da soleira (L).

$$L = L' - 2 \cdot (N \cdot K_p + K_a) \cdot H_e \quad (33)$$

Na Equação 33, L é o comprimento efetivo, L' é o comprimento de soleira, ou seja, livre de interferências, N é o número de pilares, K_p é o coeficiente de contração de pilar e K_a é o coeficiente de contração referente às paredes. Para a determinação do coeficiente K_p utiliza-se o gráfico da Figura 3.8, apresentada por US Corps Of Engineers (1987).

Figura 3.7. Valores da carga total sobre o vertedor (H_e) sobre a carga de projeto do vertedor (H_d) em função dos coeficientes de vazão C_H e C_d (US CORPS OF ENGINEERS, 1987)

TIPOS 3 E 3A
FORMAS DOS PILARES

NOTA : AS DIMENSOES EM PARENTESSES SAO PRA O TIPO 3A

Figura 3.8. Coeficiente de contração (K_p), devido aos pilares, em função da carga sobre a carga de projeto, segundo US Corps Of Engineers (1987).

Para a determinação do coeficiente K_a , devido às paredes laterais utiliza-se o gráfico da Figura 3.9, usando-se da curva sugerida.

Figura 3.9. Coeficiente de contração (K_a), devido às paredes laterais, em função da carga sobre a carga de projeto, para aproximação em taludes de terra, segundo US CORPS OF ENGINEERS (1987)

O US Department of Interior (1987) apresenta a influência da altura do fundo canal de aproximação (P) em relação à soleira no coeficiente de descarga, relação essa aqui apresentada na Figura 3.10. Nessa figura, C_H é o coeficiente de descarga calculado pela Equação 32, C_d é o coeficiente de descarga calculado pela Equação 8, P é a altura do fundo do canal de aproximação em relação à soleira e H_d é a carga de projeto do vertedor.

Figura 3.10. Coeficientes de descarga (C_d e C_H) em função da relação entre a altura do fundo do canal em função da relação entre a soleira (P) e a carga de projeto (H_d). (US DEPARTMENT OF INTERIOR, 1987)

O desenvolvimento apresentado é válido apenas para paredes de montante entre a crista e o canal de aproximação verticais. Caso essa parede tenha alguma inclinação, o coeficiente de vazão sofre uma variação. US Department of Interior (1987) sugere um gráfico para determinação da variação do coeficiente para ângulos de $18^\circ 26'$ (1 vertical : 3 horizontal), $33^\circ 41'$ (2 vertical : 3 horizontal) e 45° (3 vertical : 3 horizontal), apresentado na Figura 3.11. Nessa figura, $C_{\text{inclinado}}$ é o coeficiente de descarga do vertedor de parede inclinada calculado

pela Equação 32, C_d é o coeficiente de descarga calculado pela Equação 8, P é a altura do canal de aproximação em relação à soleira e H_d é a carga de projeto do vertedor. Pode-se notar que de maneira geral uma inclinação na parede favorece o coeficiente de descarga para relações P/H menores que 1.

Figura 3.11. Variação do coeficiente de descarga conforme a inclinação da parede de montante no canal de aproximação do vertedor em função da relação entre a altura do fundo do canal em relação à soleira (P) e à carga de projeto (H_d). US DEPARTMENT OF INTERIOR (1987).

3.1.6 Vertedores de soleira de perfil tipo Lemniscata

Para cargas altas (isto é, maiores do que a carga de projeto) os vertedores de soleira normal apresentam picos de pressão negativa que se traduzem em uma limitação para o coeficiente de vazão. Esse fenômeno é decorrente de descontinuidades nas curvaturas de seus perfis.

Kanashiro (1985) apresentou um estudo sobre vertedores com perfis dados por uma curva denominada Lemniscata. A principal característica dessa curva é o desenvolvimento contínuo de sua curvatura, desde o paramento de montante até a região de escoamento supercrítico,

onde não há mais influência no coeficiente de descarga. O autor valeu-se do trabalho apresentado por Souza (1985) para o desenvolvimento do modelo matemático para os cálculos de linha de água, pressões e coeficiente de descarga do perfil. Esse modelo matemático foi comparado com resultados teóricos de um estudo em modelo reduzido, com um vertedor de soleira do tipo lemniscata e também com um vertedor de soleira normal.

A Lemniscata é uma curva definida pela Equação 34, onde ρ é o raio vetor, r é o semi-eixo maior, φ é o ângulo que o raio vetor forma com “ r ” e φ_0 é o ângulo que a tangente à lemniscata na origem faz com o raio vetor.

$$\rho = r \sqrt{\cos\left(\frac{\pi\varphi}{2\varphi_0}\right)}, \quad (-\varphi_0 \leq \varphi \leq \varphi_0) \quad (34)$$

A Figura 3.12 apresenta a definição do perfil Lemniscata (KANASHIRO, 1985), bem como seus principais parâmetros.

Kanashiro (1985) comparou os resultados experimentais obtidos com os resultados calculados por um modelo matemático para o perfil Lemniscata, e em seguida os comparou com um vertedor de soleira normal. O autor concluiu que o perfil tipo Lemniscata apresenta resultados satisfatórios em relação ao coeficiente de vazão e às distribuições de pressões. Não foram observados picos de pressões negativas.

Figura 3.12. Definição do perfil Lemniscata. (KANASHIRO, 1985).

3.2 Vertedores do Tipo Labirinto

3.2.1 Introdução

Segundo Lux and Hinchliff (1985), a principal característica do vertedor do tipo labirinto é que sua projeção em planta não é linear, mas sim repetida segundo uma determinada forma. Essa forma repetida pode ter a forma da Letra V, U ou trapezoidal. O uso dessas formas complexas como soleira vertente resulta em um padrão de escoamento complexo.

A aplicação dos vertedores do tipo labirinto é recomendada em alguns casos especiais, por exemplo, a ampliação de um vertedor existente. É comum a existência de barragens cujas estruturas vertentes se tornaram obsoletas pelos critérios de cálculos hidrológicos atuais, seja pela falta de dados, seja pela inexistência à época de técnicas compatíveis com a responsabilidade do projeto ou ainda pela impermeabilização de bacias devido à urbanização da bacia hidrográfica. A ampliação da capacidade de um vertedor existente é um caso típico em que a utilização desse tipo de vertedor pode ser vantajosa.

Outro caso clássico da aplicação de vertedores do tipo labirinto é em locais onde se tem uma restrição de espaço para construção do mesmo, quer pelas condições topográficas ou pelas condições de fundação.

Pode-se ainda substituir um vertedor operado por comportas, cuja operação e construção são mais caras, o que resulta em mais segurança, pelo fato de sua operação ser mais simples.

Enfim, o vertedor do tipo labirinto é aplicável em projetos nos quais se necessita de grandes variações de vazões para pequenas variações de carga sobre o vertedor.

O Bureau of Reclamation (2005), dos EUA, utilizou um vertedor do tipo labirinto para aumentar a capacidade de vazão do sistema existente na Ute Dam, Rio Canadian, Novo

México. Segundo o Bureau of Reclamation (2005), a estrutura custou 24 Milhões de dólares a menos do que uma estrutura tradicional com comportas custaria. O vertedor tem 9 metros de altura, 14 ciclos, uma amplificação do comprimento da soleira em relação à soleira original da ordem de 300% e uma amplificação de vazão da ordem de 140%. Falvey (2003) cita que a Ute Dam foi projetada para uma vazão de $15.574 \text{ m}^3/\text{s}$, para uma lâmina de 5,79 m, em uma largura total de 256,2m. Apenas para efeito ilustrativo, se a Equação 15 for utilizada para calcular a capacidade de um vertedor, com um coeficiente de vazão de 2,15, L de 256,2 m e H_e de 5,79 m, obter-se-ia uma vazão de $7.674 \text{ m}^3/\text{s}$, ou seja, 49% da vazão de projeto do vertedor do tipo labirinto.

As Figuras 3.13 e 3.14 apresentam fotos do vertedor da barragem UTE.

Figura 3.13. Vista para jusante do vertedor da Barragem UTE, nos EUA (BUREAU OF RECLAMATION, 2005),

Figura 3.14. Vista da lateral do vertedor da Barragem UTE , nos EUA (BUREAU OF RECLAMATION, 2005)

Este tipo de estrutura foi bastante estudado e desenvolvido em outros países, destacando-se a experiência do U.S. Corps of Engineers, dos Estados Unidos da América. No Brasil não há notícia de estudos sistemáticos, sendo que a experiência se resume a poucos trabalhos desenvolvidos para alguns projetos isolados.

A Figura 3.15 apresenta o vertedor do tipo labirinto da 19th Street, de propriedade da City of San Antonio Parks and Recreation Department, no Texas, EUA. Segundo City of San Antonio Parks and Recreation Department (2005), o vertedor tem 3 m de altura, por 600 m de comprimento de soleira.

Figura 3.15. Vista para montante do vertedor da Barragem 19th Street , nos EUA (CITY OF SAN ANTONIO PARKS AND RECREATION DEPARTMENT, 2005)

Falvey (2003) fez um levantamento de projetos de vertedores do tipo labirinto relatadas em literatura técnica e totalizou 40, dos quais 3 no Brasil (Jutarnaíba, Pacoti e Saco). O levantamento do referido autor não tem a pretensão de ser completo, é apresentado apenas para se ter uma idéia da aplicação mundial.

3.2.2 Curvas de projeto

Os principais parâmetros de um vertedor do tipo labirinto são apresentados na Figura 3.16, onde é mostrado um ciclo de um vertedor do tipo labirinto. Apesar de Falvey (2003) citar que o fluxo pode ser projetado para qualquer direção, recomenda-se o escoamento no sentido da maior largura para a de menor largura, ou seja, no sentido convergente do canal. Na Figura 3.16, a é chamado de vértice, S de profundidade, B de comprimento da parede no sentido paralelo ao fluxo, ou numa tradução literal do inglês, de comprimento da “perna” do vertedor, α é o ângulo entre uma linha perpendicular ao eixo do vertedor e a parede lateral do mesmo, W é a largura de um ciclo e P é a altura entre o fundo do canal de aproximação e a crista da soleira.

Figura 3.16. Principais parâmetros de um vertedor do tipo labirinto.

Hay and Taylor (1970) desenvolveram uma metodologia de projeto, com base em uma série de resultados experimentais e teóricos, que se baseia na comparação entre a vazão que teria um vertedor labirinto e um vertedor com soleira linear, em função da relação entre a carga sobre a soleira e a altura entre o fundo do canal e a soleira, bem como da forma da soleira do vertedor labirinto (triangular ou trapezoidal). As Figuras 3.17 e 3.18 apresentam, respectivamente, a curva de projeto para um vertedor labirinto com soleira triangular e com soleira trapezoidal.

Figura 3.17. Curva de Projeto para vertedor labirinto – Soleira Triangular - Hay and Taylor (1970)

Figura 3.18. Curva de Projeto para vertedor labirinto – Soleira Trapezoidal - Hay and Taylor (1970)

Nas Figuras 3.17 e 3.18, Q_L e Q_N representam a capacidade de vazão de um vertedor labirinto e a capacidade de vazão de um vertedor com soleira linear, respectivamente; h é a carga sobre a soleira e P é a altura da soleira em relação ao fundo do canal. Vale lembrar que os autores desenvolveram essa metodologia para vertedores posicionados em canais.

Os autores determinaram a descarga de um vertedor linear a partir da Equação 35, de Kindsvater e Carter (1959) apud Hay and Taylor (1970).

$$Q_N = C_{HT} L H^{\frac{3}{2}} \quad (35)$$

Na Equação 35 C_{HT} é o coeficiente de descarga calculado pela Equação 36, L é a largura da soleira subtraída de 3 centésimos de pés (0,009144 m), H é a carga sobre a soleira adicionada de 3 milésimos de pés (0,0009144 m).

$$C_{HT} = 3,22 + \frac{h}{P} \quad (36)$$

Na Equação 36 h é a carga sobre a soleira e P é a altura da soleira relativa ao fundo do canal.

Falvey (2003) cita que as correções para os valores de h e L são significantes nos estudos em modelo, sendo desprezíveis nos protótipos.

Darvas (1970) apresentou uma família de curvas com base em seu acervo de dados. As curvas se baseiam em um coeficiente de descarga, definido na Equação 37, onde Q_L é a vazão total, W (ou B) é a largura de um ciclo (ou do canal), L é o comprimento total da soleira desenvolvida do vertedor labirinto e H é a energia total. A Equação 37 tem as unidades referidas ao Sistema Imperial. As curvas são válidas para W/P maiores ou igual a 2.

$$C_{DA} = \frac{Q_L}{W \cdot H_0^{1,5}} \quad (37)$$

A Figura 3.19 apresenta a família de curvas de Darvas (1970).

Figura 3.19. Curva de projeto de Darvas (1970)

Magalhães e Lorena (1993) apresentaram um ábaco à semelhança de Darvas (1970), obtido a partir de um estudo experimental conduzido pelos autores em 1988 e 1989.

O coeficiente de descarga utilizado por Magalhães e Lorena (1993) é definido na Equação 38, e o ábaco (curva de projeto) desenvolvido pelos autores é apresentado na Figura 3.20.

$$\mu_L = \frac{Q}{L \sqrt{2g} H^{1,5}} \quad (38)$$

Na Equação 38 μ_L é o coeficiente de vazão, Q é a vazão descarregada, L é o desenvolvimento da soleira em labirinto, g é a aceleração da gravidade local, H é a carga total sobre a crista da soleira e B é a largura do canal (que nesse caso se confunde com W , largura de um ciclo).

Figura 3.20. Curva de projeto sugerida por Magalhães e Lorena (1993)

Lux and Hichliff (1985) apresentaram a Equação 39 a partir de vários testes em modelos reduzidos. Nessa Equação, C_w é o coeficiente de descarga, W é o comprimento da soleira desenvolvida de um ciclo, P é a altura relativa entre o fundo do canal e a soleira, k é um

coeficiente que pode ser 0,10 (soleira trapezoidal) ou 0,18 para soleira triangular. A aceleração local da gravidade está representada pela letra g e H representa a carga total .

$$Q = C_w \cdot \left(\frac{\frac{W}{P}}{\frac{W}{P} + k} \right) \cdot W \cdot H \cdot \sqrt{g \cdot H}, \text{ válida para } W/P \geq 2 \quad (39)$$

Um detalhe importante é que a Equação 39 é válida para um ciclo apenas. Para se encontrar a vazão total do vertedor deve-se multiplicar a vazão obtida pelo número de ciclos. Os testes e estudos foram desenvolvidos para uma geometria tal que a/W fosse igual a 0,0765, onde a é metade do comprimento da face de montante no vertedor trapezoidal.

As figuras 3.21 e 3.22 apresentam as curvas de projeto para os vertedores com ciclos triangulares e trapezoidais, respectivamente para soleiras com perfil de quarto de círculo. Nas figuras 3.21 e 3.22 são delimitadas por linhas tracejadas três regiões de condições de escoamento: C é a região para a condição aerada do jato, D para a condição transicional e E para a condição de supressão do jato, com aparecimento de pressões negativas.

Figura 3.21. Curva de projeto para vertedores triangulares. (LUX and HINCHLIFF ,1985)

Figura 3.22. Curva de projeto para vertedores trapezoidais. (LUX and HINCHLIFF, 1985)

Tullis, Amanian and Waldron (1995) desenvolveram uma metodologia com base na Equação 8, aqui repetida como Equação 40, também com base na carga total de montante.

$$Q_L = C_d \cdot L \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{1,5} \quad (40)$$

A Equação 40 é similar às equações de vertedores convencionais e os testes foram realizados em canais.

A metodologia é válida para vertedores com soleira de montante na forma de um quarto de círculo e o coeficiente de vazão varia em função do ângulo da soleira em relação ao fluxo e da relação entre a carga total de montante e a altura entre o fundo do canal e a soleira.

A Figura 3.23 apresenta o resultado dos experimentos realizados por Tullis, Amanian and Waldron (1995) bem como as curvas de projeto ajustadas, cujo equacionamento está

apresentado nas Equações 41 a 48, nas quais H é a carga total de montante e P é a altura relativa entre o fundo do canal e a soleira.

Figura 3.23. Curva de projeto apresentada por Tullis, Amanian and Waldron (1995)

$$C_d = 0,49 - 0,24 \cdot \left(\frac{H}{P}\right) - 1,20 \cdot \left(\frac{H}{P}\right)^2 + 2,17 \cdot \left(\frac{H}{P}\right)^3 - 1,03 \cdot \left(\frac{H}{P}\right)^4, \text{ para } \alpha=6^\circ \quad (41)$$

$$C_d = 0,49 + 1,08 \cdot \left(\frac{H}{P}\right) - 5,27 \cdot \left(\frac{H}{P}\right)^2 + 6,79 \cdot \left(\frac{H}{P}\right)^3 - 2,83 \cdot \left(\frac{H}{P}\right)^4, \text{ para } \alpha=8^\circ \quad (42)$$

$$C_d = 0,49 + 1,06 \cdot \left(\frac{H}{P}\right) - 4,43 \cdot \left(\frac{H}{P}\right)^2 + 5,18 \cdot \left(\frac{H}{P}\right)^3 - 1,97 \cdot \left(\frac{H}{P}\right)^4, \text{ para } \alpha=12^\circ \quad (43)$$

$$C_d = 0,49 + 1,00 \cdot \left(\frac{H}{P}\right) - 3,57 \cdot \left(\frac{H}{P}\right)^2 + 3,82 \cdot \left(\frac{H}{P}\right)^3 - 1,38 \cdot \left(\frac{H}{P}\right)^4, \text{ para } \alpha=15^\circ \quad (44)$$

$$C_d = 0,49 + 1,32.\left(\frac{H}{P}\right) - 4,13.\left(\frac{H}{P}\right)^2 + 4,24.\left(\frac{H}{P}\right)^3 - 1,50.\left(\frac{H}{P}\right)^4, \text{ para } \alpha=18^\circ \quad (45)$$

$$C_d = 0,49 + 1,51.\left(\frac{H}{P}\right) - 3,83.\left(\frac{H}{P}\right)^2 + 3,40.\left(\frac{H}{P}\right)^3 - 1,05.\left(\frac{H}{P}\right)^4, \text{ para } \alpha=25^\circ \quad (46)$$

$$C_d = 0,49 + 1,69.\left(\frac{H}{P}\right) - 4,05.\left(\frac{H}{P}\right)^2 + 3,62.\left(\frac{H}{P}\right)^3 - 1,10.\left(\frac{H}{P}\right)^4, \text{ para } \alpha=35^\circ \quad (47)$$

$$C_d = 0,49 + 1,46.\left(\frac{H}{P}\right) - 2,56.\left(\frac{H}{P}\right)^2 + 1,44.\left(\frac{H}{P}\right)^3 - 1,03.\left(\frac{H}{P}\right)^4, \text{ para } \alpha=90^\circ \text{ e } H/P < 0,7 \quad (48)$$

Tullis, Willmore and Wolfhope (2005) apresentaram um estudo comparativo entre perfis “quarto-de-círculo”, “meio-círculo” e normal, para vertedores com 7° e 8° de inclinação (α) da “perna” do labirinto. O estudo conclui que as soleiras com perfil normal podem descarregar vazões até 10% maiores que a de meio-círculo e até 20% maiores que a quarto-de-círculo, para baixas cargas ($H/P < 0,1$). Chegou também à conclusão de que para os vertedores citados com soleiras de perfil normal e meio-círculo não há influência da aeração sob o jato, sendo dispensáveis a utilização de aeradores. O estudo fez parte da otimização de um vertedor labirinto (Barragem Lake Brazos, EUA), através de estudo em modelo reduzido. O estudo concluiu ainda que o ângulo de 8° tem uma eficiência maior que o ângulo de 7° no estudo em questão. Vale ressaltar que Falvey (2003) desaconselha o uso da soleira indicada pelo estudo feito por Magalhães e Lorena (1993), que utiliza uma soleira do tipo normal, por apresentar coeficientes de vazão menores que os obtidos pelas soleiras quarto-de-círculo.

O autor dessa dissertação tentou desenvolver uma única equação que em função das variáveis acima descritas calculasse o coeficiente. Tal equação se mostrou inviável para se calcular com exatidão toda a família de curvas, pois seria necessária a adoção de um número de coeficientes que resultaria em uma metodologia mais complicada que o necessário.

3.2.2 Projeto dos vertedores do tipo labirinto

Segundo Falvey (2003) a melhor forma de se dimensionar economicamente um vertedor do tipo labirinto é através do cálculo em planilha eletrônica para vários ângulos diferentes, respeitando-se as limitações de projeto anteriormente citadas. Uma planilha pode rapidamente calcular inclusive os volumes de escavação, concreto e fôrma, demonstrando o projeto mais econômico. Deve-se ressaltar que não só as condições hidráulicas devem ser consideradas no projeto de um vertedor do tipo labirinto, as condições topográficas e geológicas são fatores críticos nesse tipo de estudo e podem fazer o custo da obra variar significativamente para projetos com vazões e desníveis semelhantes.

3.2.3 Dissipação de energia em vertedores do tipo labirinto

Se por um lado o vertedor do tipo labirinto é um excelente concentrador de vazões, por outro essa concentração de vazões pode aumentar em demasia a vazão específica do escoamento, logo, um estudo econômico completo do vertedor labirinto em barragens deve considerar também a dissipação de energia a jusante do escoamento. Uma grande energia concentrada pode inclusive inviabilizar a obra caso surjam pressões e velocidades muito grandes que demandem tratamento especial na fundação ou aumento excessivo das dimensões da bacia de dissipação.

4 Caso do vertedor da Barragem Prado, na Califórnia

4.1 Introdução e Aspectos Históricos

A Barragem Prado localiza-se a aproximadamente 65 km a sudeste da cidade de Los Angeles, na Califórnia (EUA), sendo que sua construção terminou em 1941. Foi construída com o objetivo de controle de cheias, primordialmente, e tem uma limitada capacidade de armazenamento para fins de abastecimento público. A urbanização da bacia junto com o desenvolvimento do critério da Precipitação Máxima Provável (PMP) resultaram em um aumento considerável tanto na vazão a ser descarregada no vertedor quanto no volume a ser armazenado no reservatório para controle de cheias.

O vertedor existente consiste de uma soleira em ogiva (Tipo Creager), um canal extravasor, um rápido e um dissipador de energia do tipo “*flip-bucket*” ou concha. O sistema extravasor foi projetado originalmente para uma vazão de 5.040 m³/s. A estrutura da ogiva tem 3,96 m de altura e um comprimento de 304,8 m, sua crista situa-se na elevação 165,51 m. O canal extravasor tem 349,6 m de comprimento, com uma declividade de 0,014 m/m e estreita-se de uma largura de 304,8 m para 201,2 m. O rápido tem 57,9 m de comprimento, parte da elevação 159,22 m para a elevação 140,97 m, com uma declividade de 0,32 m/m. O “*flip-bucket*” (ou concha) tem um raio de curvatura de 11,37 m e uma elevação mínima de 137,92 m. As paredes laterais ao longo do canal e do rápido têm 3,96 m de altura. A barragem foi construída em aterro compactado e tem um comprimento de 694,4 m, sendo que o seu coroamento está na elevação 172,52 m. A máxima altura da barragem é de aproximadamente 30 m.

As pesquisas sobre a ampliação do vertedor se iniciaram em 1992, sendo que nessa época os estudos sobre a Precipitação Máxima Provável (PMP) na Bacia do Rio Santa Ana (*Santa Ana River*) ainda não haviam sido finalizados, mas algumas estimativas preliminares sugeriam que

estivesse em torno de 24.000 m³/s (COPELAND AND FLETCHER, 2000). Em 1994 o *National Weather Service (NWS)*, dos EUA, finalizou o estudo e determinou que a vazão de projeto do vertedor deveria ser de 13.620 m³/s, bem maior que a vazão original, mas que não justificaria a adoção de um vertedor do tipo labirinto (COPELAND AND FLETCHER, 2000). Entretanto os estudos para esse tipo de vertedor já estavam concluídos. A Figura 4.1 apresenta uma vista aérea da barragem, enquanto a Figura 4.2 apresenta uma vista aérea do vertedor.

Figura 4.1. Vista aérea da Barragem Prado, nos EUA (US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2006)

Figura 4.2. Vista aérea do Vertedor existente da Barragem Prado, nos EUA (US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2006)

4.2 Estudo em Modelo Reduzido

No início do estudo havia uma expectativa de que a vazão de projeto do vertedor da Barragem Prado aumentasse de $5.400 \text{ m}^3/\text{s}$ para $24.000 \text{ m}^3/\text{s}$, e para tanto foi proposta a utilização de um vertedor do tipo labirinto para amplificar a capacidade de vazão do mesmo, mantida a mesma largura. A falta de tradição nos EUA na utilização desse tipo de vertedor aliada à complexidade do escoamento do mesmo levou à utilização de um modelo físico reduzido para avaliar o desempenho hidráulico das modificações propostas para uma faixa de descargas (COPELAND AND FLETCHER, 2000).

Especificamente o modelo foi utilizado para determinar as seguintes características (COPELAND AND FLETCHER, 2000):

- a) Curva cota-descarga do vertedor;

- b) Perfis de níveis d'água no canal de descarga e na rampa;
- c) Os módulos e as direções dos vetores velocidade na zona de aproximação do vertedor, no canal e na rampa, bem como no “pé” do talude de jusante do aterro da barragem;
- d) A amplitude das ondas no “pé” do talude de jusante do aterro da barragem, e no canal de saída da estrutura de dissipação;
- e) Interpretações qualitativas da erosão ou deposição de sedimentos nas proximidades e na própria estrutura de dissipação de energia;
- f) Características de aeração do escoamento;

Se necessário, o modelo permitiria também avaliar e modificar os seguintes elementos;

- a) Canal de aproximação do vertedor;
- b) Paredes laterais do vertedor;
- c) Forma da crista do vertedor;
- d) A rampa do vertedor;
- e) Proteção contra erosão na estrutura de dissipação;

Segundo Copeland and Fletcher (2000) foi utilizado um modelo numérico para prever as condições de aproximação do vertedor (velocidades e direções do fluxo de escoamento).

A Tabela 4.1 apresenta as relações de escala entre o modelo e o protótipo.

Tabela 4.1 - Relações de escala entre o modelo e o protótipo.

Característica	Dimensão	Relação de escala
Comprimento	L_R	1:50
Área	$A_R = L_R^2$	1:2.500
Velocidade	$V_R = L_R^{1/2}$	1:7,0711
Tempo	$T_R = L_R^{1/2}$	1:7,0711
Força	$F_R = L_R^3$	1:125.000
Vazão	$Q_R = L_R^{5/2}$	1:17.678

Fonte : COPELAND AND FLETCHER (2000).

As medidas de vazão no modelo foram feitas com um medidor do Tipo “*Elbow*” , ou cotovelo, calibrado volumetricamente. As medidas de níveis foram efetuadas com dois medidores. A Figura 4.3 apresenta um desenho do modelo reduzido em planta, enquanto que a Figura 4.4 apresenta uma foto do modelo reduzido com vista para montante.

Figura 4.3. Desenho em planta com perfil em detalhe das instalações do modelo reduzido do vertedor labirinto da Barragem Prado, nos EUA (COPELAND AND FLETCHER, 2000)

Figura 4.4. Fotografia do modelo reduzido com vista para montante o do vertedor labirinto da Barragem Prado, nos EUA (COPELAND AND FLETCHER, 2000)

4.3 Testes Realizados

Foi denominado Tipo 1 o projeto original de ampliação do vertedor, sendo que os resultados iniciais do teste nesse modelo apresentaram alguns problemas, segundo Copeland and Fletcher (2000) :

- a. a soleira não foi capaz de garantir o descarregamento da vazão de projeto e garantir a borda livre mínima de 45,7 cm na barragem, sendo que as ondas geradas pelo escoamento provocaram inclusive um galgamento da barragem pela água.
- b. Com vazões bem menores que a vazão de projeto a lâmina de água galgou as paredes do canal e correu pelo talude de jusante da barragem, segundo o projeto original deveria haver pelo menos 0,762 m de borda livre.
- c. As condições de escoamento no dissipador de energia estavam instáveis.

- d. O escoamento no canal extravasor apresentou ondas e recirculação no pé do paramento de jusante da barragem.

As condições de aproximação do escoamento ao vertedor nos testes com o Tipo 1 foram documentadas com fotografias. As figuras 4.5, 4.6 e 4.7 apresentam as condições de aproximação para vazões de $8.495 \text{ m}^3/\text{s}$ ($H/P=0,32$), $16.990 \text{ m}^3/\text{s}$ ($H/P=0,66$) e $21.238 \text{ m}^3/\text{s}$ ($H/P=0,83$), respectivamente, com vista para jusante.

Figura 4.5. Condições de aproximação do vertedor Tipo 1 para vazão de $8.495 \text{ m}^3/\text{s}$ (tempo de exposição de 7 s), com vista para jusante (COPELAND AND FLETCHER, 2000)

Foram feitas modificações no modelo de forma que os problemas encontrados (citados no início do item 4.3) fossem minimizados, sendo então testados os vertedores Tipo 2, 3, 4, 5 e 6. As modificações foram feitas cronologicamente e a Tabela 4.2 apresenta um resumo das modificações.

Figura 4.6. Condições de aproximação do vertedor Tipo 1 para vazão de $16.990 \text{ m}^3/\text{s}$ (tempo de exposição de 7 s), com vista para jusante (COPELAND AND FLETCHER, 2000)

Figura 4.7. Condições de aproximação do vertedor Tipo 1 para vazão de $21.238 \text{ m}^3/\text{s}$ (tempo de exposição de 7 s), com vista para jusante (COPELAND AND FLETCHER, 2000)

As figuras 4.8 a 4.12 apresentam as condições de escoamento sobre a soleira do vertedor Tipo 1, para as vazões de 2.831 m³/s (H/P=0,14), 5.663 m³/s (H/P=0,22), 8.495 m³/s (H/P=0,33), 16.990 m³/s (H/P=0,67) e 21.238 m³/s (H/P=0,83), respectivamente.

Figura 4.8. Condições de escoamento sobre a soleira do vertedor Tipo 1 para vazão de 2.831 m³/s, (reservatório na cota 173,13 m)(COPELAND AND FLETCHER, 2000)

Figura 4.9. Condições de escoamento sobre a soleira do vertedor Tipo 1 para vazão de 5.663 m³/s, (reservatório na cota 173,98 m)(COPELAND AND FLETCHER, 2000)

Figura 4.10. Condições de escoamento sobre a soleira do vertedor Tipo 1 para vazão de 8.495 m³/s, (reservatório na cota 175,11 m)(COPELAND AND FLETCHER, 2000)

Figura 4.11. Condições de escoamento sobre a soleira do vertedor Tipo 1 para vazão de $16.990 \text{ m}^3/\text{s}$, (reservatório na cota 178,31 m)(COPELAND AND FLETCHER, 2000)

Figura 4.12. Condições de escoamento sobre a soleira do vertedor Tipo 1 para vazão de $21.238 \text{ m}^3/\text{s}$, (reservatório na cota 179,86 m)(COPELAND AND FLETCHER, 2000)

Tabela 4.2 - Tipos de vertedores testados.

Nomenclatura	Característica ou modificação	Conclusões
Tipo 1	Projeto original – Raio de 0,30 m na crista do tipo quarto-de-círculo	Não atende a vazão de projeto com segurança, pois a borda livre nas extremidades do vertedor não foi obtida.
Tipo 2	Raio de 0,60 m na crista do tipo quarto-de-círculo	Não houve diferenças significativas em relação ao Tipo 1
Tipo 3	Área entre a ogiva original e o labirinto preenchidos até a cota 165,51 m	Não houve diferenças significativas
Tipo 4	Ogiva original removida	Não houve diferenças significativas
Tipo 5	O aumento da vazão gerava correntes laterais nas extremidades do vertedor, foram eliminadas com a colocação de paredes.	O problema da extremidade esquerda foi resolvido
Tipo 6	Melhoria das condições de aproximação na extremidade direita do vertedor	O problema da extremidade direita foi resolvido
Tipo 7	Estudo das condições de aproximação na extremidade direita do vertedor semelhante às existentes no protótipo	O desempenho do vertedor foi considerado insatisfatório
Tipo 8	Condição de aproximação na extremidade direita melhorada com um muro guia	Revelou-se mais eficiente para descargas maiores que 8.495 m ³ /s
Tipo 9	Similar ao Tipo 8, mas com a simulação da existência de árvores a montante do vertedor	Desempenho similar ao Tipo 8

Fonte : Copeland and Fletcher (2000).

A Figura 4.13 apresenta o projeto dos vertedores Tipo 1 e Tipo 2

Figura 4.13. Projeto dos vertedores Tipo 1 e Tipo 2 – medidas em metros (COPELAND AND FLETCHER, 2000)

Figura 4.14. Projeto dos vertedores Tipo 3 e Tipo 4 – medidas em metros (COPELAND AND FLETCHER, 2000)

4.4 Resultados

A Figura 4.15 apresenta as curvas de descarga dos vários tipos de modelos dos vertedores construídos e as curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e por Lux and Hinchliff (1985) para todas as configurações de vertedores. Pode-se notar que conforme houve evoluções nos tipos de vertedores os dados experimentais se aproximaram das curvas propostas pelos autores. Pode-se notar também que para vazões menores que 11.000 m³/s os resultados de laboratório se aproximam das curvas teóricas, ou seja, o comportamento do vertedor labirinto é o esperado, sendo que para valores maiores o valor teórico superestima as

vazões e o vertedor labirinto passa a funcionar com um comportamento diferente, como se fosse um vertedor de soleira espessa e tendo como consequência a redução do coeficiente de vazão.

Figura 4.15. Comparação entre os vários tipos (configurações) de vertedores, conforme Tabela 4.2.

A Figura 4.16 apresenta somente os resultados para os vertedores tipos 8 e 9, além das curvas teóricas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e por Lux and Hinchliff (1985), para melhor análise. Estão representadas também as respectivas barras de erro para os resultados experimentais, com o erro fixado em 5%.

Figura 4.16. Comparação entre os tipos (configurações) de vertedores 8 e 9, conforme Tabela 4.2.

Na Figura 4.16 pode-se notar que os resultados, tanto os das curvas propostas quanto os das curvas experimentais, têm diferenças menores que 5% (entre as curvas propostas e os resultados experimentais) para valores entre 7.000 e 11.000 m³/s (H/P entre 0,3 e 0,5). Para valores maiores que 11.000 m³/s os resultados se aproximam melhor da curva proposta por Lux and Hinchliff (1985) (dentro de 5%), sendo que para valores maiores que 20.000 m³/s os resultados diferem do esperado pelas curvas propostas em mais de 5%.

Os ensaios em modelo reduzido contemplaram as condições de aproximação reais ao vertedor, o que foi muito útil para definir o comportamento global do mesmo. Entretanto essa metodologia causa uma distorção para o entendimento do funcionamento do vertedor labirinto, visto que os ciclos laterais (mais próximos da ombreira da barragem) apresentam condições de aproximação diferentes dos ciclos centrais. A fim de eliminar essas distorções e analisar o funcionamento do ciclo independentemente do contexto da obra foram isolados 4 ciclos centrais, através de paredes laterais que formaram um canal. A Figura 4.17 apresenta um desenho esquemático dessa configuração.

Figura 4.17. Desenho esquemático do isolamento de 4 ciclos do modelo.

A partir dos ensaios realizados em modelo reduzido com a configuração apresentada na Figura 4.17, foram plotados os coeficientes de descarga dos vertedores, em função da relação H/P . O coeficiente de descarga foi determinado pela Equação 40. A Figura 4.18 apresenta os resultados bem como as barras de erro dos coeficientes (12%). Da análise da Figura 4.18 verifica-se que os dados obtidos foram compatíveis com a curva proposta por Tullis, Amanian and Waldron (1995) apenas para H/P entre 0,2 e 0,3, mesmo assim dentro de uma faixa de tolerância de 12%, com uma tendência dos resultados obtidos serem menores que as curvas propostas.

A Figura 4.19 apresenta os resultados dos vertedores Tipo 1 e Tipo 2 com isolamento dos 4 ciclos (com barras de erro de 12%) plotados com os mesmos sem isolamento. Pode-se notar que entre os valores de H/P de 0,2 a 0,7, apenas 4 valores diferem de mais de 12%,

comparando entre o modelo com isolamento e o sem isolamento. O modelo isolado tende a apresentar coeficientes de vazão menores que os do modelo completo.

Figura 4.18. Coeficientes de descarga dos vertedores Tipo 1 e Tipo 2, com 4 ciclos isolados no centro do modelo, bem como as curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff (1985).

A Figura 4.20 apresenta os coeficientes de vazão obtidos pela Equação 40 para todos os tipos de vertedor, bem como as curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff (1985). Foram acrescentadas ainda barras de erro para o vertedor Tipo 9 de 5%. Observa-se da análise da Figura 4.20 para valores de H/P menores que 0,7 o desvio do vertedor Tipo 9 está dentro das barras de erro de 5%. De maneira geral as curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff superestimam os valores de C_d para valores de H/P maiores que 0,3.

Figura 4.19. Coeficientes de descarga dos vertedores Tipo 1 e Tipo 2, com 4 ciclos isolados no centro do modelo, e sem isolamento, bem como as curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff (1985).

Figura 4.20. Coeficientes de vazão obtidos pela Equação 40 para todos os tipos de vertedor, bem como as curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff (1985). Para o vertedor Tipo 9 foram incluídas as barras de erro de 5%.

4.5 Análises e Conclusões

Os resultados obtidos experimentalmente no modelo reduzido mostraram que no caso do vertedor da Barragem Prado as curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff (1985) não seriam suficientes para o projeto do vertedor para descarga da vazão máxima, com um erro de 5%. A Figura 4.16 mostra que o erro cometido no projeto para H/P de 0,9 seria maior que 5%, apesar de que para valores menores que 0,9 a curva proposta por Lux and Hinchliff representaria o protótipo dentro desse erro.

Os fatores que poderiam explicar a distorção entre os resultados do modelo e as curvas propostas pelos autores são:

- ✓ Parâmetros de dimensionamento necessários para aplicação das curvas não atendidos pelo projeto

Para a obtenção das curvas desenvolvidas por Lux and Hinchliff (1985) foram realizados testes a partir de modelos físicos com os valores de L/W entre 2 e 8 e W/P entre 2 e 5. Tullis, Amanian and Waldron (1995) recomendam $H/P < 0,9$ e W/P entre 3 e 4. No caso da Barragem Prado, o valor de W/P é de 2,0, L/W é de 2,61 e H/P é de 0,81, no máximo. Assim sendo, o projeto da Barragem Prado atende aos requisitos preconizados por Lux and Hinchliff (1985), mas não atende ao requisito de W/P preconizado por Tullis, Amanian and Waldron (1995), entretanto os autores citam que esse critério é mais uma questão econômica que de funcionamento do vertedor.

- ✓ Aeração sob o jato

Os testes analisados por Tullis, Amanian and Waldron (1995) mencionam que houve um cuidado especial do jato quanto à aeração. Lux and Hinchliff (1985) não se preocuparam em

aerar o jato, inclusive sua metodologia descreve as zonas de comportamento aerada, transicional e suprimida do jato, conforme anteriormente descrito.

A tendência para um vertedor que tem uma lâmina não aerada é de apresentar uma maior eficiência hidráulica (coeficiente de descarga maior), principalmente com cargas mais altas. Essa tendência se deve a criação de uma zona de baixa pressão sob o jato, o que favorece o escoamento. Entretanto essa tendência não foi notada nos experimentos realizados, pelo contrário os experimentos resultaram em coeficientes sistematicamente menores do que os das curvas apresentadas pelos autores. Tullis, Amanian and Waldron (1995) recomendam o uso para fins de projeto de coeficientes com condições aeradas, a menos que se tenha certeza de que o escoamento será não aerado. Essa hipótese contraria a hipótese de Lux and Hinchliff (1985), que afirmam que o escoamento em vertedores do tipo labirinto é não aerado para altas cargas. Pelas fotos dos experimentos realizados, pode-se verificar que o escoamento só será aerado caso haja um dispositivo de aeração previsto, caso contrário, o ar não teria de onde vir. Magalhães e Lorena (1993) sugerem a implantação de pilares nos extremos de jusante de forma a aerar o escoamento, entretanto essa sugestão é qualitativa, os autores não fornecem um procedimento para dimensionamento dos pilares.

✓ Escala do modelo

Copeland and Fletcher (2000) apresentaram no estudo uma breve descrição dos efeitos de escala, e concluíram que para vazões maiores que $13.600 \text{ m}^3/\text{s}$ os efeitos da tensão superficial e viscosidade são desprezíveis.

✓ Zona de interferência

Falvey (2003) atribui a baixa concordância entre os resultados obtidos e as curvas propostas à zona de interferência, que é uma redução do comprimento de soleira devido ao choque entre os jatos vindos de diferentes direções. O autor recomenda que essa interferência não passe de 30% do comprimento de uma perna da soleira, ou seja, 30% do comprimento B. De fato, ao calcular a interferência para a carga máxima de projeto, chega-se ao resultado de 73%, o qual ultrapassa em mais de 100 % do recomendado. Entretanto, verifica-se que para lâminas de até 3,2 m ($H/P = 0,32$ ou 39% da carga máxima), a interferência não ultrapassa 30% do comprimento B. Da análise das Figuras 4.18, 4.19 e 4.20 pode-se verificar que os resultados não são expressivamente mais próximos das curvas propostas, o que sugere que esse efeito não seja tão expressivo como mencionado pelo autor. Além disso, no trabalho citado pelo mesmo, Indlekofer and Rouvé (1975), o menor ângulo testado foi de 23,4 °. No caso da Barragem Prado o ângulo entre as paredes é de 19°, sendo a extrapolação aceitável. Entretanto, para ângulos maiores a extrapolação poderia não ser válida.

✓ Carga sobre o vertedor

Deve-se notar que a utilização de uma carga total sobre o vertedor de 8 m não é a utilização clássica do vertedor labirinto. Esse tipo de vertedor trabalha bem quando se deseja descarregar grandes vazões para cargas relativamente baixas. Em levantamento realizado por Falvey (2003) com as principais características de vertedores labirinto construídos no mundo, nota-se que são raros haver cargas máximas superiores a 3 m. Na Figura 4.11 pode-se notar que há uma zona de interferência na região de jusante, que não foi descrita por nenhum autor, e que certamente tem uma influência na capacidade do vertedor.

5 Caso da Aferição de um Medidor Venturi por meio de um Vertedor Labirinto – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

5.1 Introdução e Aspectos Históricos

O Consórcio JNS-Stengel-Multiservice solicitou à Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica que realizasse ensaios de aferição em um medidor Venturi quadrado, com lado de 2.750 mm, da Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) Barueri. Como há em série com o medidor um vertedor para aeração, do tipo labirinto, decidiu-se instrumentar e aferir esse de maneira que eventualmente se pudesse utilizá-lo como padrão para o medidor Venturi.

5.2 Descrição do Modelo e do Protótipo

O objetivo final do estudo foi a determinação do coeficiente de vazão do medidor Venturi, sendo que esse estudo consistiu de três fases (FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA, 1995) :

- a. Levantamento topográfico da soleira do vertedor (protótipo);
- b. Projeto e construção do modelo reduzido do vertedor Labirinto para a determinação do coeficiente de vazão desse;
- c. Aferição do medidor Venturi, usando como padrão o vertedor Labirinto, cujo coeficiente de vazão foi determinado pelo modelo reduzido.

O levantamento topográfico do vertedor (protótipo) demonstrou que a crista do vertedor está nivelada, com uma média de 725,412 m, com valor máximo de 725,418 m e mínimo de

725,408 m, com desvio padrão de 0,002 m (Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica, 1995).

A Figura 5.1 apresenta esquematicamente o protótipo, que consta de 6,5 módulos metálicos, onde cada módulo é composto por dois ciclos. Nota-se a existência de quatro comportas a montante da soleira denominadas 2B, 2A, 1B e 1A.

Figura 5.1. Representação esquemática do protótipo. (Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica, 1995).

A Figura 5.2 apresenta uma fotografia do protótipo.

Figura 5.2. Fotografia do protótipo. (Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica, 1995).

O comprimento total da soleira do protótipo, segundo a Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (1995), é de 50,336 m.

No protótipo, para a realização das medições foram instalados um piezômetro e dois medidores de nível do tipo borbulhador a montante da soleira, sendo que esses foram calibrados e nivelados com o nível da crista da soleira. Além disso, para efeito de comparação e ajuste foram instalados molinetes nas comportas. Todo o sistema foi alimentado por uma bomba, de forma que se pudesse controlar a vazão a fim de se verificar os níveis.

Quanto ao modelo reduzido, o mesmo foi construído na escala 1:2,667 e segundo a Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (1995) resultou da relação entre as espessuras das chapas metálicas utilizadas na soleira. O modelo foi construído com dois ciclos completos, em um canal com 1,06 m de largura. O comprimento total da soleira, L , é de 2,915 m e a altura entre o fundo do canal e a crista da soleira, P , é de 0,309 m.

A Figura 5.3 apresenta uma fotografia do modelo reduzido.

Figura 5.3. Fotografia do modelo reduzido. (Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica, 1995).

5.3 Testes Realizados

Foram realizados testes com o modelo reduzido com o intuito de determinar o coeficiente de vazão adimensional do mesmo, de modo que pudesse ser utilizado no protótipo. Os testes se resumiram a variar a vazão que passava pelo modelo e registrar a carga total sobre o mesmo.

5.4 Resultados

A Figura 5.4 apresenta o coeficiente de vazão C_d obtido pela Equação 40, para o modelo. Foram incluídas as barras de erro, com precisão de 15%. Pode-se notar que para uma relação de H/P de 0,15 até 0,27, os resultados do modelo podem ser considerados concordantes com o modelo proposto por Tullis, Amanian and Waldron (1995). Os resultados diferem dos coeficientes propostos por Lux and Hinchliff (1985) em mais de 15% para todos os pontos.

Figura 5.4. Coeficiente de vazão obtido no modelo reduzido.

5.5 Análises e Conclusões

Os resultados obtidos experimentalmente no modelo reduzido mostraram que as curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) não seriam suficientes para o projeto do vertedor para descarga da vazão máxima, com um erro de 5%.

Os fatores que poderiam explicar a distorção entre os resultados do modelo e as curvas propostas pelos autores são:

- ✓ Parâmetros de dimensionamento necessários para aplicação das curvas não atendidos pelo projeto

Como já observado, para a obtenção das curvas desenvolvidas por Lux and Hinchliff (1985) foram realizados testes a partir de modelos físicos com os valores de L/W entre 2 e 8 e W/P entre 2 e 5. Tullis, Amanian and Waldron (1995) recomendam $H/P < 0,9$ e W/P entre 3 e 4. No presente caso, o valor de W/P é de 1,7, L/W é de 2,75 e H/P é de 0,28, no máximo. Assim sendo, não se atende ao requisito de L/W preconizado por Lux and Hinchliff (1985) e também não atende ao requisito de W/P preconizado por Tullis, Amanian and Waldron (1995), entretanto os autores citam que esse critério é mais uma questão econômica que de funcionamento do vertedor.

- ✓ Aeração sob o jato

Conforme já descrito Tullis, Amanian and Waldron (1995) mencionaram que houve um cuidado especial do jato quanto à aeração. Lux and Hinchliff (1985) não se preocuparam em aerar o jato, inclusive sua metodologia descreve as zonas de comportamento aerada, transicional e suprimida do jato. No caso do vertedor da ETE Barueri houve uma preocupação nos ensaios em modelo reduzido com a aeração do jato, o que deveria aproximar os resultados da metodologia proposta por Tullis, Amanian and Waldron (1995).

- ✓ Escala do modelo

Apesar da Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (1995) citar uma preocupação em se garantir o critério de semelhança de Froude, as cargas consideradas foram muito pequenas no

modelo (menores que 10 cm) portanto a tensão superficial deve ter um fator preponderante em eventuais efeitos de escala. A tensão superficial pode ser avaliada pelo Número de Weber, apresentado pela Equação 49. O Número de Weber é um adimensional que representa a razão entre as forças de inércia e de tensão superficial.

$$W_e = \frac{V}{\sqrt{\frac{\sigma}{\rho_a \cdot h}}} \quad (49)$$

Na Equação 49, W_e é o número de Weber, V é a velocidade do escoamento, σ é a tensão superficial da água (0,0727 N/m a 20° C), ρ_a é a massa específica da água (1.000 kg/m³) e h é a altura do escoamento sobre a crista. No caso desse modelo o número de Weber variou entre 6 e 18, para cargas entre 2,5 cm e 8,4 cm. Rouse (1960) apud Copeland and Fletcher (2000) propõe a Equação 50, onde o último termo representa a avaliação do efeito da tensão superficial.

$$Cd = 0,605 + 0,08 \cdot \frac{H_0}{P} + \frac{1}{929,64 \cdot H_0} \quad (50)$$

Na Equação 50 Cd é o coeficiente de descarga para um vertedor com crista delgada, H_0 é a carga total (m) e P é a altura da crista em relação ao fundo do canal de aproximação. Nesse caso, o último termo da Equação 50 varia de 0,04 a 0,01 para cargas de 2,5 cm a 8,4 cm. Essa variação representa diferença no coeficiente de vazão da ordem de 6% para carga de 2,5 cm até 2 % para a carga de 8,4 cm, ou seja, o fenômeno da tensão superficial tem uma influência relevante no resultado final.

✓ Zona de interferência

Falvey (2003) recomenda que a zona de interferência não passe de 30% do comprimento de uma perna da soleira, ou seja, 30% do comprimento B. Ao calcular-se a interferência para a carga máxima ensaiada (8,4 cm), chega-se ao resultado de 47%, o qual ultrapassa o recomendado.

✓ Velocidade de aproximação

As curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff (1985) foram desenvolvidas sob o conceito de carga total. Isso significa que nos ensaios de laboratório, além do nível de água a montante da crista, deve-se considerar um termo cinético, de velocidade ao quadrado dividido pelo dobro da aceleração da gravidade local. Em geral, as medições de níveis são realizadas em pontos onde as velocidades sejam baixas o suficiente para que as mesmas elevadas ao quadrado sejam valores pequenos, o que resulta em um termo cinético desprezível. Nesse caso a carga total seria dada apenas pelo nível de água no local da medição, descontando-se a cota da crista da soleira. São comuns velocidades no canal de aproximação para os ensaios menores que 1 m/s, garantindo inclusive um regime subcrítico a montante da crista. De fato, pode-se avaliar a velocidade na crista pela Equação 40, com a qual se obteriam valores de velocidades da ordem de 0,3 a 0,5 m/s. Esses valores de velocidade levariam a um termo cinético de no máximo 1,25 cm, o qual é pequeno em termos absolutos, mas em termos relativos pode representar 15 % da carga máxima (8,4 cm). Deve-se notar que essa avaliação de velocidade vale para algum ponto sobre a crista, entretanto, não se tem a medida de nível de água nesse ponto, e sim mais a montante. Se por um lado mais a montante não se tem a soleira desenvolvida (2,915 m), e sim um canal com 1,06 m de largura, por outro lado o escoamento é bem mais profundo, com uma distribuição de velocidades bem diferente. Enfim, conclui-se que o desprezo do termo cinético causou uma imprecisão significativa,

porém de difícil avaliação quantitativa, já que não houve medidas da velocidade no ponto de medidas de nível de água.

6 Caso do Vertedor Labirinto da Barragem Ute

6.1 Introdução e Aspectos Históricos

No item 3.2.1 foi descrita a concepção e alguns aspectos relevantes da Barragem Ute. Tratava-se de uma barragem existente onde a capacidade de armazenamento de água deveria ser ampliada por meio da alteração do vertedor existente, fosse pela colocação de comportas (o vertedor original previa a instalação) ou alternativa economicamente viável. A construção de um vertedor do tipo labirinto demonstrou-se como sendo a mais viável. Entretanto o Bureau of Reclamation (EUA) não tinha até então experiência na construção desse tipo de obra (HOUSTON, 1982).

6.2 Descrição do Modelo Reduzido

O projeto do vertedor labirinto da barragem Ute foi executado com base nas curvas propostas por Hay and Taylor (1970), que resultou em um vertedor de 10 ciclos, posteriormente descrito. A falta de experiência do Bureau of Reclamation em projetos desse tipo levou à construção de um modelo reduzido. Os ensaios em modelo reduzido foram realizados em duas fases. A primeira fase contemplou a validação e extrapolação das curvas de projeto propostas por Hay and Taylor (1970), de modo a possibilitar o projeto de configurações econômicas do vertedor. Esses ensaios foram realizados em uma calha de 0,76 m de altura por 0,61 m de largura por 10,97 m de comprimento, sendo que o nível de montante foi medido por um medidor do tipo gancho, ou seja, uma derivação no canal ligada a um pequeno copo. O perfil da crista do vertedor foi feito de forma análoga à da utilizada por Hay and Taylor (1970) e está apresentado na Figura 6.1.

Figura 6.1. Perfil da soleira vertente utilizada nos testes em calha.

Para a determinação das curvas à semelhança de Hay and Taylor (1970) foram testadas 6 configurações em planta do vertedor labirinto, variando em cada uma os valores da relação entre o comprimento total da soleira (L), o comprimento da “perna” do vertedor (B) e o ângulo entre o a “perna” do vertedor e o sentido do fluxo (α).

O trabalho de Hay and Taylor (1970) permitiu o projeto de um vertedor de 10 ciclos, cujo teste em modelo reduzido se revelou insatisfatório, pois o vertedor não foi capaz de escoar a vazão de projeto. A partir dessa fase foi feito o projeto de outro de 14 ciclos.

O modelo reduzido do vertedor de 10 ciclos foi montado na escala 1:80, com uma relação entre o comprimento desenvolvido da soleira (L) e a largura do ciclo do vertedor (W) de 2,74, entre a largura (W) e a altura da crista do vertedor em relação ao canal (P) de 2,8 e um comprimento total de soleira de 701,04 m, com um ângulo α de $19^{\circ}15'$. A largura de cada ciclo (W) era de 25,6 m.

O modelo reduzido do vertedor de 14 ciclos foi construído na escala 1:80, com uma relação entre o comprimento desenvolvido da soleira (L) e a largura do vertedor (W) de 4, entre a largura (w) e a altura da crista do vertedor em relação ao canal (P) de 2 e um comprimento total de soleira de 1.024,13 m e ângulo α de $12^{\circ}8'$. A largura de cada ciclo (W) era de 18,9 m.

6.3 Testes Realizados

No caso do modelo reduzido em calha foram executados testes para se determinar o parâmetro Q_L/Q_N , definido no item que descreve a metodologia proposta por Hay and Taylor (1970), tomando-se o cuidado de se trabalhar com o conceito de carga total, consideração que não foi levada em conta por Hay and Taylor (1970) e que é mais adequada a reservatórios.

No caso dos modelos reduzidos de 10 e de 14 ciclos o trabalho se constitui essencialmente em levantar as curvas que exprimem a relação entre a cota e a descarga do vertedor, comparando-a com a curva obtida com o modelo em calha. Os testes se resumiram a variar a vazão que passava pelo modelo e registrar a carga total sobre o mesmo.

6.4 Resultados

Para o modelo reduzido em calha foram obtidos os resultados apresentados na Figura 6.2, para valores de L/W de 2, 3, 4 e 5. Se a Figura 6.2 for comparada com a Figura 3.18, que são os resultados obtidos por Hay and Taylor (1970), pode-se notar que só há valores de relação entre a carga e a altura do vertedor (H/P) até aproximadamente 0,55, sendo que Houston (1982) fez testes até com o valor de H/P de 1. Cabe ainda destacar que a carga utilizada por Hay and Taylor (1970) é a carga sobre a soleira, mais adequada para canais, sendo que Houston (1982) trabalhou com cargas totais, metodologia mais adequada para vertedores de

barragens. Essas duas diferenças foram a principal motivação para realizar o estudo em modelo reduzido (HOUSTON, 1982). Além disso, como será detalhado, essas curvas permitiram o projeto do vertedor labirinto de 14 ciclos, também estudado em modelo reduzido, após o vertedor labirinto de 10 ciclos se apresentar insatisfatório.

Figura 6.2. Curvas com os resultados obtidos (HOUSTON, 1982).

O relatório apresentado por Houston (1982) não apresentou os pares de valores obtidos para o vertedor de 10 ciclos, mostrou apenas a curva de descarga do vertedor, portanto os valores obtidos no ensaio foram obtidos graficamente. A Figura 6.3 apresenta os resultados obtidos (curva cota x vazão) por Houston (1982) no ensaio em modelo reduzido para o vertedor de 10 ciclos e suas respectivas barras de erros horizontais, com o erro fixado em 5%. Foram também

incluídas as curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff (1985).

A Figura 6.4 apresenta a curva do coeficiente de vazão calculado pela Equação 40 para as vazões obtidas por Houston (1982), Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff (1985), em função da relação entre a carga total (H) e a altura entre o canal de aproximação e a crista do vertedor (H/P).

Figura 6.3. Curvas que relacionam cota e descarga do vertedor de 10 ciclos, obtidas em modelo reduzido por Houston (1982), e calculados pelas curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff (1985), para o vertedor de 10 ciclos. Barras de erros horizontais fixadas em 5%.

aproximação nos dois ciclos próximos às margens do vertedor. Foram notadas pequenas perturbações no escoamento, mas a variação do ângulo da parede lateral adjacente aos dois ciclos não trouxe melhoras significativas na capacidade de vazão do vertedor.

Figura 6.4. Coeficientes de vazão em função de H/P , obtidos em modelo reduzido por Houston (1982), e calculados pelas curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff (1985), para o vertedor de 10 ciclos. Barras de erros fixadas em 5%.

O relatório apresentado por Houston (1982) mostrou ainda uma investigação das condições de Como o vertedor de 10 ciclos não foi capaz de escoar a vazão prevista na cota desejada, foi feito um estudo econômico a partir dos testes em modelo reduzido em calha e chegou-se a conclusão que a configuração mais econômica que seria capaz de descarregar a vazão necessária seria um vertedor de 14 ciclos, já descrito no item 6.3. O relatório apresentado por Houston (1982) também não apresenta os pares de valores obtidos para o vertedor de 14 ciclos, mostra apenas a curva de descarga do vertedor, portanto os valores obtidos no ensaio foram obtidos graficamente. A Figura 6.5 apresenta os resultados obtidos (curva cota x vazão) por Houston (1982) no ensaio em modelo reduzido para o vertedor de 14 ciclos e suas respectivas barras de erros horizontais, com o erro fixado em 5%. Foram também incluídas as curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff (1985).

A Figura 6.6 apresenta a curva do coeficiente de vazão calculado pela Equação 40 para as vazões obtidas por Houston (1982), Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff (1985), em função da relação entre a carga total (H) e a altura entre o canal de aproximação e a crista do vertedor (H/P), bem como as barras de erros verticais, fixadas em 10%.

A descarga de vazão obtida para o vertedor de 10 ciclos para a cota 1.160,07 m foi 13.479 m³/s, sendo que seriam necessários 16.042 m³/s. Para o vertedor de 14 ciclos há descargas maiores nas cotas mais baixas, o que permitiu a revisão do amortecimento das cheias no reservatório. Essa revisão permitiu a redução da vazão máxima de projeto de 16.042 m³/s para 15.574 m³/s. A descarga de vazão obtida na cota 1160,07 foi de 15.206 m³/s, ou seja, 368 m³/s (ou 2,36%) menos do que o necessário. Considerou-se aceitável que a máxima descarga fosse atingida na cota 1160,22 m (0,15 m) a mais que o projeto original (HOUSTON, 1982).

Figura 6.5. Curvas que relacionam cota e descarga do vertedor de 14 ciclos, obtidas em modelo reduzido por Houston (1982), e calculados pelas curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff (1985), para o vertedor de 14 ciclos. Barras de erros horizontais fixadas em 5%.

Figura 6.6. Coeficientes de vazão em função de H/P , obtidos em modelo reduzido por Houston (1982), e calculados pelas curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff (1985), para o vertedor de 14 ciclos. As barras de erros verticais foram fixadas em 10 %.

6.5 Análises e Conclusões

A metodologia proposta por Hay and Taylor (1970) não foi capaz de prever com precisão a vazão descarregada pelo vertedor labirinto de 10 ciclos, esse se demonstrou com capacidade insuficiente para descarregar a vazão requerida na cota prevista. Houston (1982) atribui essa discrepância ao fato de que a metodologia proposta por Hay and Taylor (1970) foi desenvolvida para canais, não sendo apropriada para vertedores instalados em reservatórios. Pode-se argumentar que bastaria se descontar o termo cinético (relação entre a velocidade ao quadrado do escoamento e o dobro da aceleração da gravidade local), entretanto as velocidades nessas duas situações (canais e reservatórios) têm distribuições bem diferentes, o que torna essa conversão de difícil avaliação.

Conforme pode-se observar na Figura 6.3 a curva proposta por Lux and Hinchliff (1985) previu os resultados obtidos no modelo reduzido dentro de 5% de desvio. Já a metodologia proposta por Tullis, Amanian and Waldron (1995) não foi capaz de prever as vazões com até 5% de desvio para valores maiores de 8.000 m³/s, com uma tendência de aumentar as vazões para a mesma cota.

Na Figura 6.4 observa-se que os resultados do coeficiente de vazão Cd foram mais próximos do estudo em modelo para a metodologia proposta por Lux and Hinchliff (1985), sendo que para valores de H/P entre 0,36 e 0,42 o resultado divergiu em mais de 5% e permaneceram dentro desse limite para os demais valores. Já para a metodologia proposta por Tullis, Amanian and Waldron (1995) houve uma tendência geral da curva diferente da obtida no modelo reduzido, sendo que naquela há um concavidade negativa entre os valores de H/P entre 0 e 0,4 decrescendo continuamente após esse valor. Já os resultados obtidos tanto nos testes em modelo reduzido quanto por Lux and Hinchliff (1985) apresentaram um decréscimo constante e contínuo no coeficiente de vazão. A curva proposta por Tullis, Amanian and Waldron (1995) foi capaz de prever os resultados no modelo reduzido dentro de um desvio de 5% apenas entre os valores H/P de 0,18 a 0,33.

Na Figura 6.5 observou-se a curva proposta por Tullis, Amanian and Waldron (1995) apresentou resultados que estão dentro das barras de desvio de 5% do teste em modelo reduzido para valores de vazão de até 10.000 m³/s. Os valores propostos por Lux and Hinchliff (1985) ficaram dentro das barras de desvio de 5% para valores maiores que 12.700 m³/s.

Na Figura 6.6 verificou-se que os valores propostos por Tullis, Amanian and Waldron (1995) estão dentro da faixa de desvio de 10% em relação ao modelo reduzido, sendo que para a curva proposta por Lux and Hinchliff (1985) só houve concordância (dentro do desvio de 10%) para valores maiores que 0,29.

As principais hipóteses que poderiam explicar a distorção entre os resultados do modelo e as curvas propostas pelos autores são:

- ✓ Parâmetros de dimensionamento necessários para aplicação das curvas não atendidos pelo projeto

Para a obtenção das curvas desenvolvidas por Lux and Hinchliff (1985) foram realizados testes a partir de modelos físicos com os valores de L/W entre 2 e 8 e W/P entre 2 e 5. Tullis, Amanian and Waldron (1995) recomendam $H/P < 0,9$ e W/P entre 3 e 4. No caso da Barragem Ute, o valor de W/P é de 2,8 para o vertedor de 10 ciclos e de 2 para o de 14 ciclos, L/W é de 2,74 (10 ciclos) e 4 (14 ciclos). Os valores de H/P são de 0,7, no máximo, para os dois vertedores. Assim sendo, os modelos reduzidos estudados atendem aos principais critérios recomendados para os dois autores.

- ✓ Aeração sob o jato

Conforme já citado, os testes analisados por Tullis, Amanian and Waldron (1995) mencionam que houve um cuidado especial do jato quanto à aeração. Lux and Hinchliff (1985) não se preocuparam em aerar o jato, inclusive sua metodologia descreve as zonas de comportamento aerada, transicional e suprimida do jato, conforme anteriormente descrito.

A tendência para um vertedor que tem uma lâmina não aerada é de superdimensionar o coeficiente de descarga, principalmente com cargas mais altas. Essa tendência se deve a criação de uma zona de baixa pressão sob o jato, o que favorece o escoamento. Entretanto, tal qual no caso da Barragem Prado, essa tendência não foi notada nos experimentos realizados, pelo contrário, os experimentos resultaram em coeficientes sistematicamente menores do que os das curvas apresentadas pelos autores. Exceto a curva proposta por Tullis, Amanian and

Figura 6.8. Pressões relativas obtidas para os piezômetros 4 e 9, para o vertedor de 14 ciclos (HOUSTON, 1982).

Na Figura 6.8 pode-se notar que para o Piezômetro 4 (ciclo 14), tem-se um pico de pressão abaixo da pressão atmosférica de 1,32 metros de coluna de água, para um valor de H/P de 0,16, o que corresponde a uma carga total no vertedor de 1,46 m e uma vazão de $3.143 \text{ m}^3/\text{s}$. Já para o piezômetro 9 (ciclo 12), a pressão pouco ficou abaixo da pressão atmosférica (0,1 metro de coluna de água). Deve-se ressaltar que o ciclo 14 está bem próximo das paredes laterais do vertedor, o que pode contribuir para o aparecimento de pressão abaixo da atmosférica por meio de confinamento. Pode-se concluir que a partir de um valor de H/P de 0,4 o jato está aerado, apesar de que com o aumento da carga sobre o vertedor, a pressão no piezômetro 9 apresentou uma trajetória de queda, mas a mesma se aproximou do valor zero próximo ao ponto máximo.

Houston (1982) concluiu que para baixas cargas seria adequada a instalação de pilares para evitar oscilações excessivas do jato e prover aeração. Segundo o autor os pilares não têm

influência sobre a capacidade de vazão do vertedor, têm 1 m de altura, e estão posicionados a 3,35 m da face de jusante da crista.

Os demais piezômetros foram instalados ao longo da linha de centro do canal, a jusante da soleira, conforme a Figura 6.10, todas as pressões resultaram acima da atmosférica (conforme esperado), variando entre 4,6 e 12,2 metros de coluna de água.

✓ Escala do modelo

No caso da Barragem Ute foi utilizado um modelo reduzido na escala 1:80. Não há indícios de que tenha havido problemas relacionados à escala.

✓ Zona de interferência

Falvey (2003), conforme já citado, recomenda que a zona de interferência entre os jatos não ultrapasse 30% do comprimento de uma perna da soleira, ou seja, 30% do comprimento B. De fato, ao calcular a interferência para a carga máxima de projeto, chega-se ao resultado de 52% para o vertedor de 10 ciclos e de 73% para o vertedor de 14 ciclos, ou seja, ambos ultrapassam o valor recomendado. Verifica-se na Figura 6.6 (vertedor de 14 ciclos) para cargas sobre o vertedor menores que 0,35 de H/P houve uma boa concordância entre a curva obtida em modelo proposta por Tullis, Amanian and Waldron (1995). Esse valor de H/P corresponde a uma carga total sobre a crista de 3,2 m que corresponde a uma interferência de 30%, o que corrobora a recomendação de Falvey (2003).

7 Caso do Vertedor Labirinto da Barragem Dog River

7.1 Introdução e Aspectos Históricos

Segundo Savage, Frizell and Crowder (2004) a Barragem Dog River foi construída em meados dos anos 90 no Condado de Douglas na Geórgia, Estados Unidos da América, pelo Departamento de Águas e Esgotos do Condado. Trata-se de uma barragem de aterro de terra que forma um reservatório de aproximadamente 0,9 km², construída para abastecimento público de água. O sistema tem um vertedor principal cuja soleira é do tipo “drop spillway”, ou seja, é um vertedor de soleira espessa, com soleira horizontal, cujas dimensões são 1,83 m por 5,49 m. Há em seguida uma galeria quadrada, com lado de 1,83 m. Esse sistema e mais um vertedor labirinto de 8 ciclos constituem o sistema de extravasamento da barragem. O sistema foi projetado para escoar uma vazão correspondente a 1.500 m³/s, que é equivalente à metade da Precipitação Máxima Provável e está de acordo com as normas de projeto aplicáveis.

Surgida a necessidade de se ampliar a capacidade de armazenamento do reservatório, a alternativa que se mostrou mais viável foi elevar a soleira do vertedor labirinto em 3 m, o que ampliaria a superfície do lago para 1,1 km² e resultaria em uma capacidade de armazenamento compatível com as novas necessidades. Entretanto, essa elevação (conforme será apresentado adiante) levaria a modificações no funcionamento do vertedor, podendo comprometer seu funcionamento à plena vazão. A empresa Shnabel Engineering Associates, responsável pelo projeto, requisitou ao United States Bureau of Reclamation (Water Resources Research Laboratory) estudos em modelo reduzido para verificar a viabilidade e eficiência das

possíveis modificações no projeto. Os resultados desse estudo são apresentados em Frizell (2003).

Uma vista aérea da Barragem Dog River é apresentada na Figura 7.1

Figura 7.1. Barragem Dog River e seus vertedores. (SAVAGE, FRIZELL AND CROWDER 2004)

7.2 Descrição do Modelo Reduzido

Foi construído um modelo reduzido do vertedor de dois ciclos na escala 1:15. O objetivo dos testes foi verificar a capacidade de vazão para o vertedor com altura maior (soleira erguida), além de verificar a influência dos paramentos de montante e jusante existentes. As dimensões do protótipo para o vertedor original e para o de soleira erguida são apresentadas na Tabela 7.1. Na Tabela 7.1, Q é a vazão de projeto, P é a altura entre o canal de aproximação do vertedor e a cota da crista da soleira, W é a largura total do vertedor, n é o número de ciclos, H é a carga total do vertedor e α é o ângulo entre a perna da soleira e uma linha perpendicular

ao eixo da barragem. As células marcadas com “?” são os parâmetros que se pretendia obter com o estudo em modelo reduzido. O modelo obedece ao critério de semelhança de escala de Froude.

Tabela 7.1 - Dimensões do vertedor (protótipo) da Barragem Dog River, original e com a cota de soleira erguida.

Vertedor	Q (m ³ /s)	P (m)	W (m)	n	H (m)	H/P	L/W	W/P	α (graus)
Original	1.500	4,57	73,15	8	2,74	0,60	4	2	11,33
Soleira Erguida	1.500	7,62	73,15	8	?	?	4	1,2	11,33

Fonte : Frizell (2003)

7.3 Testes Realizados

Foram montadas duas configurações de teste : a primeira com um talude de montante de 1V: 2,5H e talude de jusante de 1V : 3,0 H, simulando as condições existentes ao se elevar a soleira do vertedor. Na segunda configuração a estrutura do vertedor foi colocada sobre o fundo plano do canal de testes, tendo como objetivo verificar a influência dos taludes na capacidade do vertedor e de comparar o estudo realizado com os outros realizados por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Falvey (2003). Foram feitos testes com as vazões de 456, 991, 1000, 1133, 1275, 1416, 1501, 1557 e 1699 m³/s.

7.4 Resultados

A Figura 7.2 apresenta o vertedor descarregando uma vazão de 456 m³/s sobre o vertedor labirinto de 7,62 m (P). Nota-se o talude de jusante 1V:3H e a bacia de dissipação USBR Tipo II. As Figuras 7.3 a 7.7 mostram vistas do experimento realizado.

Figura 7.2. Vertedor descarregando uma vazão de $456 \text{ m}^3/\text{s}$ (protótipo) sobre o vertedor labirinto de 7,62 m (P). Nota-se o talude de jusante 1V:3H e a bacia de dissipação USBR Tipo II (FRIZELL, 2003).

Figura 7.3. Vista para jusante do vertedor labirinto de 2 ciclos. Vazão de $456 \text{ m}^3/\text{s}$ (protótipo) (FRIZELL, 2003).

Figura 7.4. Vista lateral, vazão de $1.000 \text{ m}^3/\text{s}$ (protótipo). (FRIZELL, 2003).

Figura 7.5. Vista para montante, vazão de $1.000 \text{ m}^3/\text{s}$ (protótipo) (FRIZELL, 2003).

Figura 7.6. Vista lateral, vazão de $1.501 \text{ m}^3/\text{s}$ (protótipo), a vazão máxima de projeto (FRIZELL, 2003).

Figura 7.7. Vista para jusante do vertedor labirinto de 2 ciclos. de $1.501 \text{ m}^3/\text{s}$ (protótipo), a vazão máxima de projeto (FRIZELL, 2003).

A Figura 7.8 apresenta a curva cota descarga para o vertedor com os taludes de montante e de jusante, enquanto que a Figura 7.9 apresenta o mesmo resultado para o vertedor instalado diretamente no fundo do canal de testes. Para ambas as figuras foram inseridas as barras de desvio de 10% para os resultados obtidos para o modelo. Foram também incluídas as curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff (1985)

Figura 7.8. Curva cota descarga do vertedor com os taludes de montante e jusante.

Figura 7.9. Curva cota descarga do vertedor sem os taludes de montante e jusante.

A Figura 7.10 apresenta as duas curvas no mesmo gráfico, com os taludes de montante e jusante e sem os mesmos.

Figura 7.10. Curvas cota descarga dos dois vertedores.

O coeficiente de vazão C_d calculado por meio da Equação 40 é apresentado na Figura 7.11 para o vertedor com taludes de montante e jusante, e na Figura 7.12, para o vertedor colocado diretamente sobre o fundo plano do canal, bem como os coeficientes calculados pelas metodologias de Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff (1985). A Figura 7.13 apresenta os coeficientes no mesmo gráfico, para os dois vertedores.

Figura 7.11. Coeficientes de vazão para o vertedor com taludes de montante e de jusante. Barras de desvio de 5%.

Figura 7.12. Coeficientes de vazão para o vertedor posicionado diretamente sobre o fundo plano do canal, barras de desvio de 5%.

Figura 7.13. Coeficientes de vazão para o vertedor posicionado diretamente sobre o fundo plano do canal e para a situação com taludes de montante e de jusante.

7.5 Análises e Conclusões

Da análise das Figuras 7.8 e 7.9 pode-se verificar que as curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff (1985) não conseguiram prever os resultados dos ensaios em modelo reduzido dentro de uma faixa de desvio de 10%. O mesmo pode-se dizer dos coeficientes de vazão C_d (Figuras 7.11 e 7.12), dentro de uma faixa de desvio de 5%. Vale ressaltar que a vazão de projeto, que é de $1.501 \text{ m}^3/\text{s}$, é obtida com uma relação H/P relativamente baixa (0,33). Para a obtenção das curvas desenvolvidas por Lux and Hinchliff (1985) foram realizados testes a partir de modelos físicos com os valores de L/W entre 2 e 8 e W/P entre 2 e 5. Tullis, Amanian and Waldron (1995) recomendam $H/P < 0,9$ e W/P entre 3 e 4. No caso da Barragem Dog River, o valor de W/P é de 1,2, L/W é de 4. Assim sendo, os modelos reduzidos estudados não atendem aos principais critérios recomendados para os dois autores, o que pode ter contribuído fortemente para os resultados serem tão discrepantes. Ressalta-se também que a elevação da crista do vertedor não prejudicou a capacidade de vazão do mesmo, que foi capaz de descarregar uma vazão de $1.501 \text{ m}^3/\text{s}$ com uma altura no reservatório de 2,65 m. Os coeficientes de vazão obtidos no estudo em modelo reduzido se mostraram sistematicamente menores do que os propostos por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux and Hinchliff (1985). Frizell (2003) considera que essas diferenças podem advir de fenômenos como influência do nível de jusante ou interferência do jato junto às paredes. Savage, Frizell and Crowder (2004) utilizaram um modelo numérico de mecânica dos fluidos computacional, por meio do software comercial Flow-3D, da empresa Flow Science, com o objetivo de comparar o modelo numérico com o físico da Barragem Dog River. A Figura 7.14 apresenta perfil da malha de elementos utilizada para compor as condições de contorno e a Figura 7.15 mostra a mesma malha em perspectiva isométrica.

Figura 7.14. Perfil da malha de elementos utilizada para cálculo do modelo numérico (SAVAGE, FRIZELL AND CROWDER, 2004).

Figura 7.15. Perspectiva isométrica da malha de elementos utilizada para cálculo do modelo numérico (SAVAGE, FRIZELL AND CROWDER, 2004).

A Figura 7.16 apresenta o fluxo calculado numericamente para uma carga total sobre a soleira equivalente a 2,70 m ($1501 \text{ m}^3/\text{s}$) no protótipo.

Figura 7.16. Perspectiva isométrica do fluxo calculado numericamente para uma carga total equivalente sobre a soleira de 2,70 m ($1501 \text{ m}^3/\text{s}$) no protótipo (SAVAGE, FRIZELL AND CROWDER, 2004).

A Figura 7.17 apresenta os módulos e as direções das velocidades ao longo de uma seção transversal próxima à soleira, para a mesma condição anterior, nota-se que os comprimentos e velocidades estão referidos ao modelo (escala 1:15). A análise da Figura 7.17 mostra que há um impacto entre jatos dos dois ciclos acima da crista da soleira, o que sugere que nesse ponto os jatos podem ainda não ter entrado em regime supercrítico, o que causaria uma influência no coeficiente de vazão a montante (SAVAGE, FRIZELL AND CROWDER, 2004).

A Figura 7.18 mostra a comparação entre as vazões obtidas no modelo com vertedor sobre o fundo plano, com taludes de montante e jusante e o obtido pelo modelo numérico. Savage, Frizell and Crowder (2004) fazem uma comparação entre esses resultados com a utilização do modelo físico como base, e obtém que enquanto a curva proposta por Tullis, Amanian and

Waldron (1995) apresenta desvios que variam de -25% a 25%, aproximadamente, o modelo numérico apresenta desvios menores que 10%, com uma tendência de superestimar as vazões.

Figura 7.17. Módulos e as direções das velocidades ao longo de uma seção transversal próxima à soleira (SAVAGE, FRIZELL AND CROWDER, 2004).

Figura 7.18. Comparação entre as vazões obtidas no modelo com vertedor sobre o fundo plano, com taludes de montante e jusante e o obtido pelo modelo numérico (SAVAGE, FRIZELL AND CROWDER, 2004).

8 Conclusões

Foi apresentada uma revisão bibliográfica do dimensionamento e aspectos construtivos dos vertedores de soleira delgada, espessa, normal e lemniscata como introdução para os métodos de dimensionamento de vertedores do tipo labirinto. Foram citados autores que realizaram pesquisas sobre esse tipo de vertedor, como Hay & Taylor (1970), Darvas (1970), Magalhães e Lorena (1993), Lux and Hinchliff (1985) e Tullis, Amanian and Waldron (1995). Falvey (2003) apresentou uma metodologia de cálculo com base principalmente nos estudos de Tullis, Amanian and Waldron (1995). As metodologias apresentadas por Hay and Taylor (1970) e Darvas (1970) não levam em conta a carga cinética sobre o vertedor, o que as levariam a serem mais indicadas para vertedores posicionados em canais. As curvas apresentadas por Magalhães e Lorena (1993) foram levantadas para cristas com perfil de soleira normal. Esse tipo de soleira por um lado é mais difícil (e custoso) de ser executada, por outro o concreto da estrutura estaria sujeito à pressões menores, o que aumentaria a durabilidade da mesma. Entretanto o vertedor do tipo labirinto em sua aplicação clássica é utilizado para cargas baixas (menores que 2 m), o que não justificaria a adoção de uma soleira muito complicada. Falvey (2003) desaconselha o uso desse tipo de crista, pois há uma redução significativa no coeficiente de descarga.

Falvey (2003) critica as curvas e equações propostas por Lux and Hinchliff (1985), por considerá-las mais complicadas do que o necessário e aconselha o uso das curvas propostas por Tullis, Amanian and Waldron (1995). Critica também o uso do fator W/P , que Hay and Taylor (1970) demonstrou não influir no coeficiente de vazão, caso esse seja maior que 2. Entretanto, o uso de um fator W/P menor que 2 possibilitaria uma obra mais econômica e deveria ser estudado. Além disso, a equação proposta por Lux and Hinchliff (1985) foi obtida a partir de um rigoroso estudo de análise dimensional, diferente da equação proposta por

Tullis, Amanian and Waldron (1995), cujos coeficientes não têm nenhum significado físico. O primeiro teve seus ensaios realizados sob condições de aeração naturais, sendo que o jato se torna menos aerado a medida que a carga sobre a soleira aumenta. Conforme já discutido, essa metodologia tende a criar uma zona de baixa pressão que em tese aumentaria o coeficiente de descarga. Já na metodologia proposta por Tullis, Amanian and Waldron (1995) o jato foi cuidadosamente aerado, o que em tese seria mais conservador (a favor da segurança). Porém, como há mais fatores que influem no coeficiente de descarga (por exemplo, o ângulo entre as paredes) nem sempre essas hipóteses foram observadas. Os estudos existentes levam à conclusão de que a relação H/P é o parâmetro de projeto mais importante para o dimensionamento.

Acredita-se que um bom projeto deveria levar em consideração as duas metodologias.

Foram apresentados 4 estudos de casos de vertedores labirinto que foram estudados em modelos reduzidos : Barragem Prado (EUA), Vertedor Labirinto da ETE Barueri (Brasil), Barragem UTE (EUA) e Barragem Dog River (EUA). Para cada caso foram apresentados os resultados obtidos e comparados com as curvas experimentais obtidas por Tullis, Amanian and Waldron (1995) e Lux & Hinchliff (1985).

As análises dos estudos de casos foram divididas em 5 itens:

- ✓ Introdução e Aspectos Históricos, em que o leitor é inserido no contexto do estudo;
- ✓ Descrição do Modelo Reduzido, em que são mostrados as instalações e equipamentos utilizados;
- ✓ Testes Realizados, em que são apresentados a metodologia dos testes e os limites dos experimentos.
- ✓ Resultados, em que são apresentadas as leituras dos experimentos, de preferência junto às curvas sugeridas;

- ✓ Análises e conclusões, em que os resultados são analisados e comparados, e há avaliações das possíveis causas de eventuais discrepâncias.

Os ensaios em modelo reduzido demonstraram que as curvas podem servir bem para estudos de viabilidade, quando desvios da ordem de 10 a 15% podem ser tolerados. Além disso, os modelos físicos responderam bem (de maneira geral) para cargas totais baixas sobre a soleira, o que era esperado, pois quando a carga é baixa o vertedor se comporta praticamente como um vertedor de soleira linear, com comprimento de soleira igual ao comprimento da soleira desenvolvida do labirinto. Com o aumento da carga, o vertedor tende a se comportar como um vertedor de soleira espessa, com comprimento de soleira igual a largura do vertedor labirinto, perdendo sua função.

Foram ainda discutidas as influências de diversos fatores no coeficiente de descarga, como parâmetros de dimensionamentos preconizados não atendidos, aeração sob o jato, escala dos modelos, zona de interferência dos jatos e velocidade de aproximação.

O projeto eficiente e econômico de um vertedor labirinto depende, além dos fatores hidráulicos, de boas condições de topografia e geologia. A utilização de planilhas eletrônicas permite o cálculo rápido e sistemático de custos de diferentes configurações de vertedores labirinto, facilitando o projeto, visto que são muitas as variáveis envolvidas. Não se deve esquecer que a dissipação de energia pode se tornar um fator crítico no projeto, visto que a concentração de vazão excessiva (até 8 vezes a vazão específica de um vertedor linear) pode tornar o custo da estrutura de dissipação de energia muito alto, inviabilizando toda a obra.

Recomenda-se que o projetista avalie com atenção os critérios requeridos para a utilização das curvas de projeto, e caso aqueles não sejam atendidos, recomenda-se estudos em modelos físicos reduzidos. A utilização de modelos computacionais pode ser uma importante ferramenta de análise, conforme demonstraram Savage, Frizell and Crowder (2004).

Entretanto, essas técnicas devem ser mais bem estudadas, principalmente com o auxílio de modelos físicos reduzidos.

Também são recomendados melhores estudos da zona de interferência dos jatos, que parece ter uma influência muito grande no comportamento desse tipo de vertedor. Outro ponto a ser estudado é a influência da direção do fluxo principal à soleira do tipo labirinto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BUREAU OF RECLAMATION. **Water Resources Research Laboratory**. Disponível em <http://www.usbr.gov/pmts/hydraulics_lab/history/transition/trans1.html>. Acesso em 19/08/2005.

HOUSTON, Kathleen L. **Hidraulic Model Study of Ute Dam Labyrinth Spillway**. BUREAU OF RECLAMATION Report N° GR-82-07. 41p, 1982.

CHOW, Ven Te. **Open-Channel Hydraulics**, 22nd Edition. Singapore: McGraw-Hill, 1959, 680p.

CITY OF SAN ANTONIO PARKS AND RECREATION DEPARTMENT. **19TH STREET LABYRINTH WEIR DAM**, Disponível em <http://www.sara-tx.org/site/flood_control/Complete_Flood_Cont/19th.html>. Acesso em 19/08/2005.

DARVAS, L. A. **Discussion of 'Performance and Design of Labyrinth Weirs'** American Society of Civil Engineers, Journal of Hydraulic Engineerign, 97(80), 1246-1251, 1970.

FALVEY, Henry T. **Hydraulic Design of Labyrinth Weirs**. 1st Edition. Reston: American Society of Civil Engineers, 2003.

FRIZELL, Kathleen H. **Dog River Dam Hydraulic Model Study Results**. United States Department Of the Interior : Bureau of Reclamation, 13p., 2003.

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA. **Relatório de Aferição de um medidor Venturi de 2.750 mm na Estação de Tratamento de Esgoto de Barueri**, 1995.

HAY, N., and TAYLOR, G. **Performance and Design of Labyrinth Weirs**. American Society of Civil Engineers, Journal of Hydraulic Engineerign, 96(11), 2337-2357, 1970.

INDLEKOFER, H and ROUVÉ, G. **Discharge over Polygonal Weirs**. American Society of Civil Engineers, Journal of Hydraulic Division, 101(HY3), 385-401, 1975.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO/DIS 3846 - Liquid flow measurement in open channel by weirs and flumes – Free overfall weirs of finite crest width (rectangular broad-crested weirs)**, 1975.

KANASHIRO, Winston Hisasi. **Vertedor com Perfil Tipo Lemniscata**, Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para a obtenção do título de Mestre em Engenharia, São Paulo, 122 p., 1985.

KING, H.W. **Handbook of Hydraulics for the Solution of Hydraulics Problems**. New York: McGraw-Hill, 1954.

LUX III, Frederick; HINCHLIFF, David L. **Design and Construction of Labyrinth Spillways**, in. 15th Congress ICOLD, Vol. IV, Q59-R15, Lausanne, Switzerland, 249-274, 1985.

MAGALHÃES, A. P. e LORENA, M.L. **Dimensionamento de descarregadores em labirinto. Doze anos de experiência do LNEC**. Revista da Associação Portuguesa de Recursos Hídricos. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, 1993.

PORTO, Rodrigo de Melo. **Hidráulica Básica**. 1a Edição. São Carlos: EESC/USP, 1998, 540p.

SAVAGE, Bruce, FRIZELL, Kathleen and CROWDER, Jimmy. **Brain versus Brawn : The Changing World of Hydraulic Model Studies**. , 2004, 15p.

SOUZA, Podalyro Amaral. **Histerese em escoamento sobre salto-de-esqui**., Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para a obtenção do título de Doutor em Engenharia, São Paulo, 138 p., 1985.

TULLIS, J. P., AMANIAN, N., WALDRON, D., **Design of Labyrinth Weirs**. American Society of Civil Engineers, Journal of Hydraulic Engineering, 121(3), 247-255, 1995.

TULLIS, B.P., WILLMORE, C. M., WOLFHOPE, J. S. **Improving Performance of Low-Head Labyrinth Weirs**. American Society of Civil Engineers, Conference Proceeding Paper. EWRI 2005: Impacts of Global Climate Change, 2005.

US CORPS OF ENGINEERS; **Hydraulic Design Criteria**, United States: Coastal and Hydraulic Laboratory, 1987.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Reservoir Regulation Section**. Disponível em < <http://www.spl.usace.army.mil/resreg/htdocs/prdophoto.html> >. Acesso em 23/01/2006.

US DEPARTMENT OF INTERIOR; **Design of Small Dams**. 3rd edn, (Bureau of Reclamation:Denver CO, USA), 1987.