ANA PAULA RAIMUNDO

**ESTRUTURAS HIDRÁULICAS UTILIZADAS EM RESERVATÓRIOS
DE CONTROLE DE CHEIAS**

Dissertação apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo para obtenção
do título de Mestre em Engenharia.

São Paulo

-Exemplar Original: 2007
-Exemplar Revisado: 2007

ANA PAULA RAIMUNDO

**ESTRUTURAS HIDRÁULICAS UTILIZADAS EM RESERVATÓRIOS
DE CONTROLE DE CHEIAS**

Dissertação apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo para obtenção
do título de Mestre em Engenharia.

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

São Paulo

-Exemplar Original: 2007
-Exemplar Revisado: 2007

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 05 de dezembro de 2007.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

FICHA CATALOGRÁFICA

Raimundo, Ana Paula

Estruturas hidráulicas utilizadas em reservatórios de controle de cheias / A.P. Raimundo. -- ed.rev. -- São Paulo, 2007. 179 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária.

1.Estruturas hidráulicas 2.Enchentes urbanas (Controle) - São Paulo (SP) 3.reservatórios – São Paulo (SP) I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária II.t.

Ao meu pai José,
à minha irmã Luciana e em especial
à minha mãe Vera Lúcia (*In Memorium*),
exemplo de amor, dedicação e de vida

AGRADECIMENTOS

À Deus, pela força e garra diante de momentos difíceis.

Ao Ivan Arauz pela colaboração, incentivo, compreensão e pela presença marcante em minha vida.

Ao Prof. Dr. Kikuo Tamada pela orientação deste trabalho

Ao Prof. Dr. José Rodolfo Scaratti Martins pela prontidão, sugestões, disponibilização de materiais e incentivo.

A todos do Centro Tecnológico de Hidráulica – CTH (Convênio entre a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo e Departamento de Águas e Energia Elétrica) que contribuíram para a elaboração deste trabalho.

Ao Winston Kanashiro pelo apoio, disponibilização de materiais e amizade

À equipe da Hidrostudio Engenharia pelo material fornecido, informações e prontidão para esclarecimentos de dúvidas, em especial ao Dr. Aluísio Pardo Canholi.

À Deise Assenci Ros pela colaboração e atenção

À equipe do SAISP (Sistema de Alerta e Inundações de São Paulo), especialmente ao Flávio Conde e ao Cristiano Augusto Leonardo, pela colaboração, amizade e pela ajuda em campo.

À Prefeitura de São Paulo, em especial ao Engenheiro Pedro Algodoal, pela disponibilização de materiais e informações para a elaboração deste trabalho.

Ao Cristiano Roberto de Souza, pela prontidão e contribuição ilustrativa deste trabalho.

À Engecorps, pelo incentivo, apoio e formação profissional.

Ao Engenheiro Eduardo Kohn, à Geógrafa Christiane Spörl e ao Arquiteto Andrei Almeida pela revisão cuidadosa do texto, valiosas sugestões e amizade.

Ao Engenheiro Nelson Augusto Luis Gama Rodrigues pelo incentivo e amizade.

A todos os amigos e colegas que contribuíram direta e indiretamente para o desenvolvimento deste trabalho.

RESUMO

Com a urbanização crescente nas cidades e o aumento do escoamento superficial tornou-se necessário a implantação de reservatórios de controle de cheias, também conhecidos como “piscinões”, capaz de reter os volumes excedentes e amortecer a vazão de pico do sistema de drenagem. A maior dificuldade na implantação deste sistema está na falta de disponibilidade de espaço físico. A associação das estruturas hidráulicas componentes dos reservatórios de controle de cheias como estruturas de controle, descarregadores de fundo e dissipadores de energia contribuem para um melhor desempenho de todo o sistema diante da ocorrência de um evento de cheia. A pesquisa realiza uma análise do estudo das principais estruturas hidráulicas utilizadas nos reservatórios de controle de cheias, assim como os critérios de projeto e dimensionamento. O estudo de caso desenvolvido no reservatório Aricanduva V em São Paulo propõe uma verificação do dimensionamento da estrutura de engolimento composta por um vertedor de soleira lateral e uma retro-análise do comportamento do conjunto vertedouro-reservatório-bacia de dissipação a partir de eventos de chuva observados.

Palavras-chave: Reservatórios. Estruturas Hidráulicas.

ABSTRACT

With the increasing urbanization in the cities and the increase of the superficial draining the implantation of reservoirs of control of full became necessary, also known as “piscinões”, capable to hold back the exceeding volumes and to cushion the outflow of peak of the draining system. The biggest difficulty in the implantation of this system is in the lack of availability of physical space. The association of the component hydraulic structures of the reservoirs of control of full as: of control spendthrift and, structures unloaders deep of energy contribute all for one better performance of the system ahead of the occurrence of an event of full. The research carries through a analysis of the main used hydraulic structures in the reservoirs of control of full, as well as the sizing and project criteria. The study of case developed in the reservoir Aricanduva V at São Paulo it considers a verification of the sizing of the composed structure of side weir and an backward-analysis of the hydraulic behavior of joint spillway-reservoir-basin of waste from the observed rain's events.

Keywords: Reservoirs. Hydraulics Structures

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1. Esquema representativo do reservatório de retenção do tipo <i>on-line</i>	30
Figura 3.2. Esquema representativo do reservatório de retenção do tipo <i>off-line</i>	31
Figura 3.3. Esquema representativo do reservatório de detenção do tipo <i>on-line</i>	31
Figura 3.4. Esquema representativo do reservatório de detenção do tipo <i>off-line</i>	31
Figura 3.5. Vertedor retangular de soleira delgada (Adaptado PORTO, 1998)	34
Figura 3.6. Esquema representativo do escoamento sobre um vertedor de soleira delgada (PORTO, 1998)	36
Figura 3.7. Vertedor de soleira espessa (Adaptado PORTO, 1998).....	39
Figura 3.8. Coeficiente de correção (C_{co}) para vertedores de soleira espessa (Adaptado PORTO, 1998).....	40
Figura 3.9. Perfis de linha d'água para diferentes condições (Adaptado CHOW, 1986).....	43
Figura 3.10. Relação dos dados experimentais de C_d x FR_1 obtidos por Anchieta (2006).....	49
Figura 3.11. Esquema representativo dos parâmetros envolvidos no escoamento sobre um vertedor lateral (Adaptado MUSLU, 2001).....	50
Figura 3.12. Relação entre o C_d calculado e o C_d experimental.....	52
Figura 3.13. Configurações de entrada de uma galeria (Adaptado U.S.DEPARTAMENT OF TRANSPORTATION, 2005)	57
Figura 3.14. Curva de desempenho da galeria (Adaptado U.S. DEPARTAMENT OF TRANSPORTATION, 2005)	59
Figura 3.15. Perfis de escoamento com controle na seção de entrada (Adaptado U.S. DEPARTAMENT OF TRANSPORTATION, 2005)	60
Figura 3.16. Perfis de escoamento com controle na seção de saída da seção (Adaptado U.S. DEPARTAMENT OF TRANSPORTATION, 2005)	62
Figura 3.17. Galeria de interligação do reservatório de detenção – RRI-2 – Rincão. Penha. SP	64
Figura 3.18. Vista da seção de saída da galeria do reservatório de detenção Bom Pastor-Jardim Bom Pastor. Santo André. SP	65
Figura 3.19. Perfil de um vertedor em Poço ou Tulipa (LENCASTRE, 1983)	68
Figura 3.20. Condições de escoamento (Adaptado USBR, 1977).....	71
Figura 3.21. Características das vazões em um vertedor em poço (Adaptado USBR, 1977). .	73

Figura 3.22. Vertedor do tipo labirinto utilizado como soleira de engolimento no reservatório de detenção TPI-2 – Rio Pirajussara. São Paulo (Acervo José Rodolfo Scaratti Martins)	74
Figura 3.23. Vertedor do tipo labirinto utilizado como soleira de engolimento no reservatório de detenção TPI-2 – Rio Pirajussara. Jardim Nova República. São Paulo (A QUESTÃO DA ÁGUA NAS GRANDES CIDADES BRASILEIRAS, 2003)	74
Figura 3.24. Vertedor do tipo labirinto utilizado como soleira de engolimento no reservatório de detenção TM-7 – Canarinho. Córrego Saracantam. São Bernardo do Campo. São Paulo (A QUESTÃO DA ÁGUA NAS GRANDES CIDADES BRASILEIRAS, 2003)	75
Figura 3.25. Esquema de um vertedor do tipo labirinto. Planta (MELO; RAMOS; MAGALHÃES, 2002)	75
Figura 3.26. Coeficientes de descarga de vertedor em labirinto (MELO; RAMOS; MAGALHÃES, 2002)	78
Figura 3.27. Curva de projeto para vertedor do tipo labirinto triangular (LUX e HINCHLIFF, 1985) apud KOHN (2006)	80
Figura 3.28. Curva de projeto para vertedor do tipo labirinto trapezoidal (LUX e HINCHLIFF, 1985) apud KOHN (2006)	80
Figura 3.29. Coeficientes de descarga para vertedor do tipo labirinto. (TULLIS et al., 1995)	81
Figura 3.30. Exemplo de uma estrutura hidráulica mista composta por três estágios (Adaptado ASCE, 1985)	84
Figura 3.31. Curvas do desempenho dos estágios da estrutura (Adaptado ASCE, 1985)	85
Figura 3.32. Exemplo de estrutura mista no reservatório Aricanduva III. (A QUESTÃO DA ÁGUA NAS GRANDES CIDADES BRASILEIRAS, 2003)	87
Figura 3.33. Variação de $\frac{L}{y_c}$ com η_0 para $\eta_q = 1$ e $\eta_q = 0$ (MATIAS, 1982)	88
Figura 3.34. Variação de $\frac{L}{y_c}$ com η_0 para $0,2 \leq \eta_q \leq 0,8$ (MATIAS, 1982)	89
Figura 3.35. Tipos de ressalto hidráulico. (Adaptado CHOW, 1986)	91
Figura 3.36. Comprimento do ressalto hidráulico. (TAMADA, 1989)	92
Figura 3.37. Representação esquemática da perda de carga em um ressalto hidráulico (PORTO, 1998)	94
Figura 3.38. Reservatório de Detenção RRI-2 – Rincão. Córrego Rincão. Penha. São Paulo	97
Figura 3.39. Reservatório de Detenção TC3-Couros. Ribeirão dos Couros – Diadema. São Paulo (A QUESTÃO DA ÁGUA NAS GRANDES CIDADES BRASILEIRAS, 2003)	97
Figura 3.40. Reservatório de Detenção AT-3. Petrobrás. Rio Tamanduateí- Mauá. São Paulo (A QUESTÃO DA ÁGUA NAS GRANDES CIDADES BRASILEIRAS, 2003)	98
Figura 3.41. Reservatório de Detenção AC-1. Vila Rosa. Ribeirão dos Couros – São Bernardo do Campo. São Paulo (acervo DAEE)	98

Figura 3.42. Reservatório de Detenção AC-2 - Ribeirão dos Couros – Diadema. São Paulo (acervo DAEE)	99
Figura 3.43. Reservatório de Detenção IP-4 – Rio Ipiranga – Mogi das Cruzes. São Paulo (acervo José Rodolfo Scaratti Martins)	99
Figura 3.44. Bacia de dissipação Tipo I (Adaptado CHOW, 1986).....	101
Figura 3.45. Bacia de dissipação Tipo II (USBR, 1977).....	102
Figura 3.46. Bacia Tipo III (USBR, 1984).....	103
Figura 3.47. Alturas dos <i>baffle piers</i> e <i>end sill</i> correspondentes à bacia Tipo III (USBR, 1984)	103
Figura 3.48. Bacia recomendada para $2,5 \leq FR_1 \leq 5,0$ (USBR, 1978).....	105
Figura 3.49. Bacia de dissipação Tipo IV (USBR, 1977)	106
Figura 3.50. Rampa com Blocos Dissipadores (USBR, 1977).....	107
Figura 3.51. Escoamento do tipo <i>nappe flow</i> (Adaptado USBR, 2006).....	109
Figura 3.52. Escoamento do tipo <i>skimming flow</i> (Adaptado USBR, 2006)	111
Figura 3.53. Localização da região de escoamento aerado e não aerado (Adaptado SHARMA; DAS; SHUKLA, 2005)	111
Figura 3.54. Variáveis envolvidas no cálculo do número de queda (<i>D</i>) (Adaptado CHOW, 1986).....	115
Figura 4.1 Localização dos reservatórios de controle de cheias na Bacia Hidrográfica do Rio Aricanduva (CANHOLI, 2005).....	118
Figura 4.2. Localização do reservatório Aricanduva (RAR 5) no diagrama unifilar da bacia do Rio Aricanduva (CANHOLI, 2005).	119
Figura 4.3. Vista aérea do reservatório Aricanduva V (CANHOLI, 2005).....	121
Figura 4.4. Vista e detalhamento do reservatório Aricanduva V	124
Figura 4.5. Vista da soleira de engolimento do reservatório	125
Figura 4.6. Vertedor em degrau.....	125
Figura 4.7. Pilares para fixação do gradeamento.....	125
Figura 4.8. Detalhe dos <i>baffle piers</i> inseridos próximo ao pé do vertedor em degrau.....	125
Figura 4.9. Vista da soleira de controle	125
Figura 4.10. Vista do vertedor, da soleira de controle e da galeria	125
Figura 4.11. Vista a montante da soleira de engolimento no córrego Aricanduva.....	126

Figura 4.12. Vista da galeria de retorno da vazão bombeada.....	126
Figura 4.13. Vista das grades de proteção das bombas.	126
Figura 4.14. Vista geral do vertedor em degrau	126
Figura 4.15. Funcionamento do telemímetro no reservatório (SAISP, 2007).....	128
Figura 4.16. Medidor de nível de água no reservatório.....	128
Figura 4.17. Rede telemétrica para medição de nível de água no reservatório	128
Figura 4.18. Medidor ultrassônico a montante da soleira do medidor	129
Figura 4.19. Vista interna do medidor ultrassônico	129
Figura 4.20. Vista em planta do vertedor lateral e do vertedor em degrau (SIURB, 2002)...	130
Figura 4.21. Vista em corte dos degraus do vertedor e da bacia de dissipação (SIURB, 2002)	130
Figura 4.22. Vista em planta do reservatório Aricanduva V (SIURB, 2002)	131
Figura 4.23. Curva cota-volume do reservatório.....	134
Figura 4.24. Hidrograma Afluente de Projeto ao canal a montante do vertedor lateral para TR 10 anos (CANHOLI, 2005)	134
Figura 4.25. Amortecimento máximo possível (teórico) do hidrograma de projeto (TR 10 anos)	135
Figura 4.26. Vista da soleira de controle (SIURB, 2002).....	137
Figura 4.27. Curva cota-vazão da soleira de controle	138
Figura 4.28. Simulação de Cheia para TR de 10 anos – Soleira de 32 m e Cota de 735,00 m	139
Figura 4.29. Eficiência do amortecimento para diferentes comprimentos e cotas da soleira de engolimento	142
Figura 4. 30. Níveis d'água máximos no reservatório – Cota e Comprimento da soleira lateral	143
Figura 4.31. Simulação de Cheia para TR de 10 anos Soleira de 28,80 m e Cota 734,05m ..	144
Figura 4.32. Hidrograma de entrada no reservatório para os eventos de chuva ocorridos nos dias 29/01/2006, 24/03/2006, 29/11/2006, 04/12/2006, 05/12/2006 e 27/04/2007.....	146
Figura 4.33 Comparação entre os eventos observados e a cheia de projeto TR 10 anos	147
Figura 4.34 Comparação das vazões vertidas para o interior do reservatório nos eventos observados.	147
Figura 4.35 Simulação resultante do melhor ajuste entre os níveis de água calculados e observados no reservatório.....	151

Figura 4.36. Comparação entre os coeficientes de descarga observados e calculados através da expressão de Borghei et al. (1999)	153
Figura 4.37. Comparação entre os coeficientes de descarga observados e calculados através da expressão de Jalili e Borghei (1996)	153
Figura 4.38: Comparação entre os coeficientes de descarga observados e calculados através da expressão de Subramanya e Awasthy (1972).....	154
Figura 4.39. Comparação entre os coeficientes de descarga observados e calculados pelo ajustamento proposto.....	154
Figura 4.40. Comparação entre os coeficientes de descarga observados e calculados através da expressão de Ranga Raju (1979)	155
Figura 4.41. Apresentação dos resultados da simulação	160
Figura 4.42. Curva cota vazão da soleira de engolimento estabelecida na retro-análise do dia 27/04/2007	161

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1. Coeficientes de descarga experimentais e calculados para soleira de 4,55 m.....	53
Tabela 3.2. Coeficientes de descarga experimentais e calculados para soleira de 4,55 m.....	54
Tabela 3.3. Coeficientes de descarga experimentais e calculados para soleira de 3,38 m e 2,30 m.....	55
Tabela 3.4. Fatores que influenciam o desempenho de uma galeria	58
Tabela 3.5. Relação dos coeficientes de descarga	70
Tabela 4.1. Dados hidrológicos e hidráulicos de projeto do reservatório Aricanduva V.....	132
Tabela 4.2. Simulações realizadas com o hidrograma de projeto (TR 10 anos)	140
Tabela 4.3. Resultado do cálculo dos coeficientes de descarga a partir do ajustamento dos níveis de água do reservatório.	150
Tabela 4.4. Vazão afluente e número de Froude no canal para cada NA a montante da soleira	152
Tabela 4.5. Valores correspondes aos tipos de regime.....	162
Tabela 4.6. Parâmetros para a análise da dissipação de energia em vertedor em degrau.....	162
Tabela 4.7. Cálculo da dissipação de energia no vertedor em degrau.....	164
Tabela 4.8. Cálculo das profundidades conjugadas inicial (y_1) e final (Y_2)	165
Tabela 4.9. Cálculo da dissipação de energia e do comprimento da bacia.....	166

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

α	comprimento efetivo da crista da soleira faz com a linha da direção do fluxo, no vertedor do tipo labirinto
a	altura da soleira do vertedor em poço e largura compreendida entre o centro do ciclo e o final da face interna do mesmo em um vertedor do tipo labirinto.
b	largura do canal de aproximação do vertedor e comprimento de uma perna de soleira no vertedor do tipo labirinto
β	coeficiente de quantidade de movimento
Boil	massa de água acima da zona de Crotch, no vertedor em poço
C_c	coeficiente de contração do vertedor
C_d	coeficiente de vazão ou coeficiente de descarga
C_{co}	coeficiente de correção da vazão de um vertedor de soleira espessa
D	diâmetro do descarregador de fundo e número de queda
d	altura interna do descarregador de fundo ou galeria
ΔE	energia dissipada ou perda de energia
e	espessura da soleira do vertedor (m)
ξ	rugosidade da parede da galeria
E	energia específica

E_1	energia a montante da seção de interesse
E_2	energia a jusante da seção de interesse
f	coeficiente de atrito
FR	número de Froude
FR_1	número de Froude correspondente a montante da soleira lateral e na entrada do escoamento no reservatório
g	aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m/s}^2$)
h	carga de posição em relação a crista da soleira e não leva em conta o termo cinético e altura do degrau no vertedor em degrau
H	carga sobre a soleira, carga a montante de uma galeria e altura do bloco da bacia de dissipação tipo IX ou rampa com blocos dissipadores
H_0	carga total sobre a crista do vertedor incluindo a energia cinética em um vertedor em poço.
H_d	carga sobre a soleira (projeto)
H_{dam}	diferença entre a crista da soleira e o pé do vertedor
H_e	perda de carga na entrada da estrutura
H_f	perda de carga distribuída na seção da galeria em carga
H_{max}	desnível entre o nível de água sobre a crista da soleira e o nível de água a jusante do vertedor
H_s	carga sobre a soleira no vertedor em poço e perda de carga na saída da galeria

i	declividade da seção de interesse
k	parâmetro que leva em conta o efeito da largura da crista do vertedor lateral de soleira espessa
K _d	coeficiente de perda de carga distribuída na estrutura para escoamento livre
K _e	coeficiente de perda de carga na entrada da estrutura
K _s	coeficiente de perda de carga na saída da estrutura.
l	comprimento de um ciclo da soleira do vertedor do tipo labirinto e comprimento do degrau de um vertedor em degrau
L'	comprimento da soleira com contração lateral
L	comprimento total da soleira do vertedor, comprimento da galeria, largura da soleira do vertedor e comprimento do ressalto
L ₀	comprimento dos rolos no ressalto hidráulico
L _d	comprimento da queda de um vertedor em degrau
L ₁	comprimento desde o início da formação dos rolos até a diminuição da turbulência na formação do ressalto hidráulico
L.E	linha de energia
M	largura da crista de um vertedor de soleira espessa lateral
N	número de degraus em um vertedor
NA _R	nível de água no reservatório

n	tempo em anos de vida útil da obra e número de contrações dos pilares
η_0	relação entre a energia a montante (E_1) e a altura crítica (y_c)
η_2	relação entre a energia a altura conjugada de jusante (y_2) e a altura crítica (y_c)
η_q	relação entre a vazão escoada pela zona inferior da comporta e a vazão total
η	eficiência da dissipação de energia em um ressalto hidráulico
n	coeficiente de rugosidade de Manning
n	número de ciclos de um vertedor do tipo labirinto
Φ	função do escoamento por De Marchi (1932)
θ	ângulo que representa a declividade da calha em um vertedor em degrau
p	altura da soleira do vertedor
q	vazão por unidade de largura (vazão específica)
q_w	vazão específica vertida
Q_{af}	vazão afluente no canal
Q_{ef}	vazão efluente no canal
Q	vazão escoada pelo vertedor
Q_1	vazão correspondente a montante da seção de interesse
Q_2	vazão correspondente à jusante da seção de interesse

$Q_{\max af}$ vazão máxima afluente

$Q_{\max efl}$ vazão máxima efluente

Q_{vert} vazão engolida pela soleira lateral

R risco de uma determinada obra vir a falhar pelo menos uma vez durante o tempo de sua vida útil

R_h Relação entre a área e o perímetro molhado da seção

r raio do paramento externo da soleira em contato com a veia líquida em vertedores em poço

S estágios de controle de uma estrutura mista (S_1 , S_2 e S_3), grau de submergência do ressalto hidráulico

S_f declividade da linha de energia

s distância ao longo da soleira

TR período de retorno em anos

V velocidade média

V_c velocidade crítica

V_0 velocidade a montante do vertedor retangular de soleira delgada

V_1 velocidade do escoamento na entrada da estrutura

V_2 velocidade a jusante da seção de interesse

W largura total da soleira do vertedor do tipo labirinto

w	largura de um ciclo da soleira do vertedor do tipo labirinto
y	profundidade do escoamento no canal principal
y_c	profundidade ou altura crítica
y_1	profundidade do escoamento a montante da seção de interesse
y_2	profundidade do escoamento a jusante da seção de interesse
y_3	altura dos <i>baffle piers</i> (bacia Tipo III)
y_4	altura do <i>end sill</i> (bacia Tipo III)
y_p	profundidade do escoamento no degrau (vertedor em degrau)
Z	altura da queda de um vertedor

CEHPAR	Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza
DAEE	Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo
EPUSP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Portugal
RMSP	Região Metropolitana de São Paulo
SAISP	Sistema de Alerta a Inundações de São Paulo
USBR	United States Bureau of Reclamation
UWRL	Utah Water Research Laboratory

SUMÁRIO

1 Introdução	24
2 Objetivo	24
3 Revisão Bibliográfica	25
3.1 Controle de Cheias	25
3.2 Reservatórios de Controle de Cheias	27
3.3 Estruturas hidráulicas de engolimento e vertimento	33
3.3.1 Vertedor retangular de soleira delgada	35
3.3.2 Vertedor retangular de soleira espessa	39
3.3.3 Soleiras do tipo Normal	41
3.3.4 Vertedor de soleira lateral	42
3.3.4.1 Coeficiente de vazão em vertedor lateral de soleira delgada	46
3.3.4.2 Coeficiente de vazão em vertedor lateral de soleira espessa	48
3.3.5 Vertedores em Poço e Descarregadores de Fundo	56
3.3.5.1 Descarregador de Fundo	56
3.3.5.2 Perda de carga na entrada da estrutura	65
3.3.5.3 Perda de carga distribuída na estrutura para escoamento com superfície livre	66
3.3.5.4 Perda de carga distribuída para escoamento em pressão	66
3.3.5.5 Perda de carga na saída da estrutura	67
3.3.5.6 Vertedor em Poço	68
3.3.6 Vertedores do tipo labirinto	73
3.4 Estruturas hidráulicas mistas de engolimento e vertimento	83
3.5 Ressalto hidráulico e dissipação de energia	90
3.5.1 Bacias de dissipação de energia	100
3.5.1.1 Bacia Tipo I	101
3.5.1.2 Bacia Tipo II	102
3.5.1.3 Bacia Tipo III	102
3.5.1.4 Bacia Tipo IV	106

3.5.1.5 Bacia Tipo IX- Rampa com dissipadores de energia	107
3.5.2 Vertedor em Degrau	108
3.5.2.1 Regime do Tipo <i>Nappe Flow</i>	108
3.5.2.2 Regime do Tipo <i>Skimming Flow</i>	110
3.5.2.3 Regime do Tipo <i>Transition Flow</i>	114
3.5.2.4 Vertedor em degrau com gabião	116
4 Estudo de caso Reservatório Aricanduva V	118
4.1 Introdução	118
4.2 Objetivo.....	120
4.3 Características do Reservatório Aricanduva V	121
4.4 Características Locais	122
4.5 Coleta de Dados	127
4.5.1 Localização e Características dos aparelhos de medição	127
4.5.2 Dimensões e cotas das estruturas	129
4.6 Análise da Soleira Lateral.....	132
4.6.1 Verificação do Dimensionamento para TR 10 anos	132
4.6.2 Análise de Eventos de Enchimento do Reservatório	145
4.6.3 Retro-análise do Evento de Chuva ocorrido no dia 27/04/2007	148
4.6.4 Cálculo da dissipação de energia	160
5 Conclusões.....	169
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	174

1 Introdução

A preocupação com a drenagem urbana surgiu na Europa no século XIX e chegou ao Brasil em 1864 com a adoção do modelo denominado “conceito Higienista”, cuja finalidade era a evacuação rápida das águas precipitadas por meio da canalização, preferencialmente subterrânea, de forma que o volume de água parado se afastasse da contaminação de dejetos animais e humanos.

O desenvolvimento tecnológico, que propiciou uma melhor compreensão da necessidade de equilíbrio ambiental e a consolidação do conceito de sustentabilidade, levou à evolução deste enfoque, que passou a englobar a retenção dos volumes de água e o controle do escoamento na fonte. O conceito de retenção se insere, na realidade, como uma prática inversa à impermeabilização do solo, o principal impacto gerado pelo uso urbano das bacias hidrográficas.

A demanda pela retenção de volumes excedentes em áreas urbanas levou à necessidade de se desenvolver estruturas hidráulicas específicas para este fim, compostas de reservatórios, estruturas de controle, tomadas d’água, esgotamento, sistemas de manutenção etc. Popularmente conhecidas como “piscinões”, estas obras hidráulicas requerem estudos especiais, pois diferem-se em muitas particularidades dos reservatórios tradicionais, utilizados para fins múltiplos.

A necessidade de consolidação da experiência no planejamento, projeto, construção e operação das estruturas hidráulicas empregadas nestas obras de manejo das águas urbanas motivaram o desenvolvimento deste trabalho, que tem como meta principal ordenar os

principais conceitos hidráulicos aplicados, com verificação da análise do seu desempenho em campo. O Capítulo 2 expõe de forma detalhada estes objetivos.

No Capítulo 3 apresenta-se uma consolidação das estruturas hidráulicas utilizadas em reservatórios de controle de cheias urbanas, tais como as estruturas de vertimento e engolimento, os descarregadores de fundo e dissipadores de energia, além do estudo propriamente dito do efeito dos reservatórios no sistema de drenagem.

No Capítulo 4 é apresentado, através de uma retro-análise, o comportamento hidráulico de um reservatório de controle de cheia, a avaliação do desempenho das estruturas hidráulicas nele empregadas e sua comparação com as hipóteses assumidas quando de seu projeto.

2 Objetivo

O objetivo deste trabalho é estudar as principais características e os critérios de projeto das estruturas hidráulicas usualmente empregadas nos reservatórios de controle de cheias, abordando especificamente as estruturas de controle, engolimento, vertimento, dissipadores de energia e descarregadores de fundo.

Foi realizada também uma pesquisa bibliográfica a respeito da capacidade de descarga e critérios de projeto dos vertedores de soleira lateral, propostos por diversos autores, muito empregados nas obras de manejo de águas urbanas e foi proposto um novo ajuste a partir dos dados experimentais obtidos por Anchieta (2006).

Para consolidação desta pesquisa, considerou-se a instrumentação de uma estrutura deste tipo, existente na Cidade de São Paulo, denominada reservatório de detenção Aricanduva V, para o qual foram observados algumas características de seu funcionamento.

Para esta estrutura, verificou-se a eficiência do reservatório no engolimento de parte do escoamento da calha do rio Aricanduva durante os eventos de cheia, assim como a dissipação de energia, permitindo-se assim, através dos resultados obtidos, apresentar soluções que contribuam para o melhoramento do comportamento hidráulico nesse reservatório.

3 Revisão Bibliográfica

3.1 Controle de Cheias

As cheias correspondem ao aumento natural das vazões nos rios em função da sazonalidade hidrológica. A passagem das cheias por um curso d'água faz com que a água ocupe áreas excedentes, denominadas áreas ribeirinhas ou várzeas de inundação. A ocupação urbana nestas áreas pode transformar o efeito da cheia em uma calamidade pública, com perdas econômicas e de vidas, levando a prejuízos não quantificáveis.

No entanto, a ocupação urbana nas várzeas de inundação tornou-se irrevogável diante desta situação. Devem ser tomadas soluções principalmente no que tange ao planejamento e controle do uso e ocupação do solo.

Uma solução, enfatizada neste trabalho, é o controle das vazões como forma de evitar que estas áreas sejam invadidas pela água, ou seja, reduzindo-se a magnitude das descargas máximas e acomodando a água à capacidade de descarga existente nos elementos de drenagem. Desta forma, o controle de cheias pelos reservatórios de retenção ou retenção, também denominados de “piscinões”, tornou-se uma alternativa atraente para os ambientes urbanos já consolidados, onde outras intervenções não são possíveis ou viáveis.

As medidas para o gerenciamento das inundações podem ser estruturais ou não estruturais. As medidas estruturais são aquelas que interferem diretamente no sistema hídrico modificando-o por ação de implementação de obras. As medidas não estruturais são aquelas que procuram disciplinar a ocupação territorial, a conscientização da população pela educação ambiental, o

controle da poluição difusa e a implantação de sistemas de alerta à população. As medidas não estruturais com ou sem as medidas estruturais minimizam os prejuízos com menores custos (TUCCI, 1997).

O projeto de uma obra estrutural de controle de cheias se dá, tradicionalmente, pela fixação da garantia ou segurança a ser obtida com sua implantação. É usual na engenharia a definição desta garantia pelo período de retorno de projeto, que deve levar em conta os investimentos necessários e os prejuízos a serem evitados. Estudos econômicos ajudam na quantificação de custos e benefícios envolvidos, mas estes se tornam mais difíceis quando os custos envolvidos não podem ser quantificados monetariamente, como as perdas de vidas e de monumentos históricos.

Os prejuízos tangíveis são aqueles que envolvem um valor monetário e são classificados como danos físicos (limpeza, perdas de objetos), custos financeiros (interrupção da produção e do comércio) e emergenciais (alertas à população e evacuação de lugares de risco) e os prejuízos intangíveis são aqueles que são difíceis de serem quantificados, como exposto (TUCCI, 1997).

Portanto, a escolha do período de retorno está associada ao risco a ser assumido no dimensionamento de uma determinada obra hidráulica. Geralmente, em reservatórios de controle de cheias são utilizados períodos de recorrência entre 25 a 100 anos para dimensionamento (BARTH, 1997), porém estes valores são apenas referenciais.

O risco representa o fator preponderante para a determinação do volume de reservação do escoamento diante da ocorrência do evento de cheia, que assim o represente. No entanto, a

experiência mostra que em muitos casos, o projeto acaba se adequando a situação local, ou seja, a área disponível para a detenção, devido à falta de disponibilidade de espaço, principalmente em ambientes urbanos.

Devido à dificuldade em estabelecer um período de retorno (TR), a escolha dos mesmos é realizada em função de valores aceitos pela comunidade técnica para cada tipo de obra de drenagem.

O risco (R), em porcentagem, representa a probabilidade de uma determinada obra vir a falhar pelo menos uma vez durante o tempo de vida útil da mesma e é definido pela Equação 3.1, sendo n o tempo em anos de vida útil da obra (TUCCI; PORTO; BARROS, 1995).

$$R = 100 \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{1}{TR} \right)^n \right] \quad (3.1)$$

O período de retorno (TR) dado em anos diz respeito à frequência com que uma vazão ou chuva utilizada no dimensionamento venha a ser igualada ou superada em um ano qualquer. Essa frequência representa o inverso do período de retorno ($1/TR$).

3.2 Reservatórios de Controle de Cheias

Os reservatórios de controle de cheias são considerados medidas estruturais, ou seja, que interferem diretamente no meio de drenagem pela implementação de obras preventivas. Um dos grandes empecilhos para esta prática construtiva é a pouca disponibilidade de áreas e locais para as respectivas implantações. Outras desvantagens da utilização desta prática estão

associadas aos custos de manutenção e a ocorrência de proliferação de vetores transmissores de doenças.

Os reservatórios de controle de cheias contribuem de forma significativa para a atenuação do pico de cheia e como controlador da vazão que é escoada a jusante (BARTH, 1997). Também atuam na concentração da poluição difusa e na melhoria da qualidade da água pela decantação do lixo e dos poluentes carregados pela água da chuva. A eficiência na remoção dos poluentes depende da qualidade da água na entrada do reservatório e do tempo de reservação.

Estudos recentes (MARTINS. V, 2005) indicam também que estes reservatórios tendem a causar a rejeição deste tipo de solução por parte da população urbana circunvizinha. Da mesma forma que as feiras livres, os reservatórios de detenção são aceitos, mas não desejados pela população, face aos problemas marginais indicados.

O funcionamento principal do reservatório de controle de cheia de que trata este trabalho consiste no armazenamento temporário do escoamento e na restituição do mesmo no sistema de drenagem de forma atenuada e controlada.

Geralmente, os reservatórios de controle de cheias urbanas são constituídos por uma estrutura de entrada, estrutura de dissipação de energia e estrutura de esvaziamento, que pode ocorrer por bombeamento ou por gravidade.

Os reservatórios de controle de cheias também são classificados como “reservatórios de detenção” ou “reservatórios de retenção”, como descrito a seguir:

Reservatórios de Retenção: são aqueles que dispõem de um espelho e volume de água permanente e a água não é descarregada para um curso d'água, mas armazenada por um período de tempo podendo ser consumida para diferentes fins como atividades de recreação, paisagística, abastecimento de água, recarga de água subterrânea, abastecimento humano e animal, recarga de água subterrânea, irrigação, transposição de peixes e embarcações, entre outros. Desta forma existirá uma diminuição do volume de água reservado (CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988) independentemente da capacidade de descarga do dreno a jusante.

Reservatórios de Detenção: são aqueles que não possuem espelho d'água e permanecem freqüentemente secos. Durante um evento chuvoso, a água é armazenada e liberada de forma controlada.

Os reservatórios de detenção não reduzem significativamente o volume de escoamento superficial, mas atuam sobre a vazão de pico, reduzindo e estendendo os períodos de recessão dos hidrogramas de cheia (CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988).

Há uma confusão muito comum no entendimento dos termos detenção e retenção. Na retenção ocorre uma diminuição do volume superficial de água e na detenção ocorre redução da vazão de pico, com perda insignificante do volume de água (CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988).

Nos centros urbanos, a prática da utilização de reservatórios de retenção não é comum em se tratando da qualidade da água armazenada que pode causar aparecimento de vetores de doenças e pela inviabilidade do seu consumo, seja para qualquer fim, além da falta de

disponibilidade de espaço para o armazenamento. As barragens, principalmente as de regularização são consideradas também reservatórios de retenção.

Quanto a localização no sistema de drenagem, os reservatórios de retenção e detenção podem ser:

Em série (*on-line*): são os reservatórios que se localizam na linha principal do sistema de drenagem.

Paralelo (*off-line*): são os reservatórios que não estão conectados na linha principal do sistema de drenagem, ou seja, o escoamento é desviado da linha principal para o armazenamento temporário.

Os reservatórios de retenção e detenção *on-line* e *off-line* no sistema de drenagem estão representados nas Figuras 3.1. a 3.4.

Figura 3.1. Esquema representativo do reservatório de retenção do tipo *on-line*

Figura 3.2. Esquema representativo do reservatório de retenção do tipo *off-line*

Figura 3.3. Esquema representativo do reservatório de retenção do tipo *on-line*

Figura 3.4. Esquema representativo do reservatório de retenção do tipo *off-line*

Alguns benefícios adicionais podem ser incorporados a partir da implantação dos reservatórios de controle de cheias como: áreas de lazer, recarga de aquíferos, melhoria da qualidade de água, contribuição para o aspecto recreativo e paisagístico da região, entre outros. Estudos sobre a melhoria da qualidade de água nos corpos hídricos mediante o armazenamento temporário nos reservatórios devem ser realizados para um melhor aproveitamento dos mesmos.

É recomendado para melhor desempenho dos reservatórios de controle de cheias, o dimensionamento de extravasores de emergência para o escoamento da vazão superior, a inundação das áreas de recreação associadas apenas a eventos de menor frequência, propiciar inclusive a atuação do reservatório para eventos mais frequentes, evitar a utilização de bombas para uma operação mais econômica, permitir acesso para equipamentos de limpeza, evitar aparecimento de “zonas mortas”, sendo que formas alongadas de reservatórios com dispositivos de entrada e saída nas extremidades são mais eficientes para o não surgimento das mesmas.

Embora a técnica tradicional recomende a utilização de grades, telas e outros dispositivos para evitar a entrada de detritos nestes reservatórios (ASCE, 1992), é fato que a carga difusa gerada nos grandes centros urbanos, particularmente aquela representada pelos resíduos sólidos carregados para o sistema de drenagem de forma clandestina durante as chuvas, pode ser retida e controlada nestes reservatórios com algumas vantagens.

Não é usual a utilização de comportas nos reservatórios de controle de cheias, principalmente pelos custos envolvidos com a energia ou pessoal para o acionamento e manutenção das mesmas. O ideal é a utilização de estruturas que dispensem a automação. No entanto, o

emprego de comportas auxilia na manutenção de uma vazão de base a jusante da estrutura quando implantadas em reservatório do tipo *on-line* e na elevação do nível de água em canais, além do isolamento de locais para a manutenção e para desvios do curso d' água.

Os pilares provenientes da instalação das comportas hidráulicas interferem na aproximação do escoamento no vertedor, além de agravar o acúmulo de entulhos.

3.3 Estruturas hidráulicas de engolimento e vertimento

As estruturas hidráulicas de engolimento e vertimento são utilizadas com a finalidade de descarregar o excedente de água de um determinado curso d' água. Assim sendo, funcionam como estruturas de controle e medidores de vazão.

Nos reservatórios de controle de cheias, a finalidade destas estruturas é interromper ou desviar parte do escoamento do curso d' água principal para uma zona de amortecimento, e que tem como resultado a atenuação da vazão de pico e a diminuição da vazão escoada para a jusante.

A interrupção do escoamento nos reservatórios de controle de cheias ocorre em reservatórios do tipo *on-line* e o desvio do escoamento, em reservatórios do tipo *off-line*.

Os elementos que caracterizam os vertedores estão relacionados a seguir (PORTO, 1998):

- Crista ou Soleira: é a parte superior, onde ocorre o contato com a lâmina vertente.
- Carga hidráulica sobre a soleira (H): é a diferença entre a cota da crista da soleira e o nível de água a montante, medida a uma distância do vertedor, na qual a distribuição de pressão é hidrostática.

- Altura da soleira (p): distância entre a cota de fundo do canal ou reservatório e a cota da crista da soleira.
- Comprimento (L): comprimento da soleira na direção longitudinal do vertedor e perpendicular à direção do fluxo da lâmina vertente.

A Figura 3.5 apresenta um desenho esquemático dos principais parâmetros que constituem um vertedor. No caso é apresentado um vertedor retangular de soleira delgada e com contração lateral.

Figura 3.5. Vertedor retangular de soleira delgada (Adaptado PORTO, 1998)

A escolha do tipo de vertedor depende da vazão de projeto, do arranjo geométrico e dos custos envolvidos. Segundo Porto (1998), os vertedores podem ser classificados quanto a:

- Forma geométrica da abertura: retangulares, triangulares, circulares, trapezoidais, parabólicos ou com seções compostas.
- Altura relativa da soleira: *descarga livre*, quando a altura da soleira é maior que o nível d'água de jusante ou *descarga afogada*, quando a altura da soleira é menor que o nível d'água de jusante.

c) Natureza da parede: quando a espessura da parede é delgada (para $e < 2/3.H$) e espessa (para $e > 2/3.H$).

d) Comprimento relativo da soleira: *sem contração lateral*, quando o comprimento da soleira é igual a largura do canal de chegada e *com contração lateral*, quando o comprimento da soleira é inferior a largura do canal de chegada.

e) Natureza da lâmina: *lâmina livre*: quando a parte inferior da lâmina for arejada de modo que a pressão seja igual à pressão atmosférica, *lâmina deprimida*: quando a pressão abaixo da lâmina for inferior à pressão atmosférica e *lâmina aderente*: quando não há uma bolsa de ar abaixo da lâmina vertente.

f) Inclinação do paramento: pode ser inclinado ou vertical (mais comum).

g) Forma geométrica da crista: retilínea, poligonal, labirinto, triangular e circular.

Nos subitens 3.3.1 e 3.3.2 sobre vertedor retangular de soleira delgada e de soleira espessa são abordados os conceitos teóricos do funcionamento hidráulico e da relação entre a carga e a capacidade de vazão dos mesmos, considerados fundamentais para o desenvolvimento analítico de qualquer outro tipo de vertedor.

3.3.1 Vertedor retangular de soleira delgada

A equação da vazão do vertedor é determinada a partir das influências das características hidráulicas e geométricas, conforme o desenvolvimento analítico apresentado na Figura 3.6,

que considera a seção longitudinal do escoamento sobre o vertedor de soleira delgada sem contração lateral.

Figura 3.6. Esquema representativo do escoamento sobre um vertedor de soleira delgada (PORTO, 1998)

Entre os pontos C e D e a partir do plano horizontal de referência apresentado pela extensão da reta do ponto B é aplicada a equação de Bernoulli. Para o desenvolvimento analítico são assumidas algumas hipóteses como: distribuição uniforme da velocidade a montante do vertedor, pressão atmosférica na lâmina vertente entre os pontos A e B e o desprezo de efeitos oriundos da viscosidade, turbulência, tensão superficial e escoamentos secundários. A partir desta análise são obtidas as Equações 3.2 e 3.3 (PORTO, 1998).

$$H + \frac{V_0^2}{2g} = (h - y) + \frac{V_1^2}{2g} \quad (3.2)$$

$$V_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot \left(y + \frac{V_0^2}{2 \cdot g} \right)} \quad (3.3)$$

onde h, V_0, V_1 e y são definidos na Figura 3.6

A análise prossegue pela integração da equação da vazão unitária elementar (dq), correspondente a Equação 3.4 em uma faixa de altura (dy):

$$dq = V_1 \cdot dy \quad (3.4)$$

A Equação 3.5 corresponde a equação da vazão unitária elementar e a sua integração é apresentada na Equação 3.6. Esta última é denominada de *equação de Weisbach*.

$$q = \int_0^h V_1 \cdot dy = \sqrt{2 \cdot g} \int_0^h \sqrt{\left(y + \frac{V_0^2}{2 \cdot g}\right)} \cdot dy \quad (3.5)$$

$$q = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot \left[\left(h + \frac{V_0^2}{2 \cdot g}\right)^{3/2} - \left(\frac{V_0^2}{2 \cdot g}\right)^{3/2} \right] \quad (3.6)$$

No momento da saída do escoamento pela soleira correspondente a seção AB da Figura 3.6, há um efeito de contração vertical dos filetes e a pressão deixa de ser hidrostática. Para a reprodução deste efeito é introduzido um coeficiente de contração (C_c). O escoamento real sobre o vertedor é então reproduzido pela introdução do coeficiente de vazão (C_d), conforme a Equação 3.7.

$$C_d = C_c \cdot \left[\left(1 + \frac{V_0^2}{2 \cdot g \cdot h}\right)^{3/2} - \left(\frac{V_0^2}{2 \cdot g \cdot h}\right)^{3/2} \right] \quad (3.7)$$

Pela substituição do C_d determinado pela Equação 3.7 na Equação 3.6, obtém-se a Equação 3.8.

$$q = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{3/2} \quad (3.8)$$

Os coeficientes de contração e de descarga, assim como o termo cinético dependem em especial da relação entre a carga hidráulica (H) e a altura da soleira (p). Para o comprimento (L) da crista da soleira, considerando velocidade de aproximação desprezível, a carga h pode ser confundida com a carga H . A vazão total descarregada equivale a Equação 3.9, que corresponde à equação geral de vazão de um vertedor utilizada ao longo do desenvolvimento do texto.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot L \cdot H^{3/2} \quad (3.9)$$

onde Q é a vazão (m^3/s), C_d é o coeficiente de vazão, L é o comprimento da crista da soleira (m) e H é a carga hidráulica acima da soleira (m).

O coeficiente de vazão ou descarga de um vertedor é influenciado pela aproximação do escoamento à soleira e por alguns parâmetros como a carga hidráulica sobre a soleira, a espessura, a altura e o comprimento da soleira e também pela relação entre a lâmina vertente e o nível d'água a jusante da soleira.

3.3.2 Vertedor retangular de soleira espessa

O vertedor retangular de soleira espessa é caracterizado por ter uma espessura (e) suficientemente longa para proporcionar um paralelismo dos filetes ao escoamento ao longo do mesmo ($e > 3.h$), com distribuição hidrostática de pressão devido a aderência do escoamento com o plano horizontal do vertedor, conforme apresentado na Figura 3.7.

Figura 3.7. Vertedor de soleira espessa (Adaptado PORTO, 1998)

A equação de energia pode ser aplicada para a determinação da vazão nos pontos das seções correspondentes à montante do vertedor (1) e à profundidade crítica (2). Considerando escoamento livre a jusante, a Equação 3.10 corresponde a uma relação teórica, uma vez que as perdas de carga foram desprezadas.

$$Q = 0,58 \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot L \cdot h^{3/2} \quad (3.10)$$

sendo Q é a vazão teórica (m^3/s), g é a aceleração da gravidade (m/s^2), L é o comprimento da crista da soleira (m) e h é a carga de posição sobre a soleira (m).

Como não foram consideradas as perdas de carga na equação teórica representada pela Equação 3.10, deve ser inserido um coeficiente de correção (C_{co}) para uma melhor representatividade da vazão escoada pelo vertedor. Inserindo o (C_{co}) na Equação 3.10, obtém-se a Equação 3.11.

$$Q = C_{co} \cdot 0,58 \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot L \cdot h^{3/2} \quad (3.11)$$

Os valores correspondentes aos coeficientes de correção (C_{co}) são apresentados na Figura 3.8 e são válidos para soleira espessa com canto vivo a montante (ângulo reto) e com descarga livre. Para soleira com canto arredondado, o valor deve ser acrescido em 10% (PORTO, 1998).

Figura 3.8. Coeficiente de correção (C_{co}) para vertedores de soleira espessa (Adaptado PORTO, 1998).

À medida que a carga sobre a soleira aumenta, o coeficiente de correção também aumenta, pois a vazão real passa a ser maior que a vazão teórica devido a mudança das características do comportamento hidráulico do escoamento sobre o vertedor, de soleira espessa para soleira delgada.

3.3.3 Soleiras do tipo Normal

O vertedor de soleira Normal corresponde a uma forma geométrica, cujo perfil vertente a jusante da crista se assemelha de alguma forma com a lâmina vertente a jusante de uma soleira delgada livre. Este conceito visa acomodar melhor a lâmina vertente, com favorecimento do coeficiente de vazão e reduzir ou mesmo eliminar as pressões negativas na face inferior à lamina.

Os vertedores de soleira Normal são mais utilizados em usinas hidrelétricas, barragens de regulação e para abastecimento de água, que requerem cargas de projeto maiores que as dos reservatórios de controle de cheias., sendo que nos mesmos, a implantação de soleira do tipo Normal eleva o custo da obra. Estes últimos operam normalmente com cargas baixas (inferiores a 3 metros) e por isso a ocorrência de pressões negativas pode ser negligenciada.

Desta forma, esta pesquisa procurará abordar somente as estruturas mais utilizadas em reservatórios de controle de cheias.

3.3.4 Vertedor de soleira lateral

O vertedor lateral é uma estrutura hidráulica muito utilizada em reservatórios de controle de cheia do tipo *off-line*, instalado paralelamente ao canal ou corrente com diversas configurações de soleira como: a delgada, espessa, triangular, entre outros.

O vertedor de soleira lateral, quando utilizado em reservatórios de detenção, contribui para a diminuição do pico de vazão pelo desvio de parte da vazão do escoamento do canal principal, além de prevenir a elevação do nível de água no mesmo, se este não existisse.

A implantação de vertedores de soleira lateral em reservatórios de controle de cheias ou “piscinões” do tipo *off-line* tem sido cada vez mais comum em função da vantagem construtiva e econômica. Uma soleira de controle implantada no canal a jusante do vertedor, assim como alargamento na região de aproximação ao vertedor, permite melhorar a eficiência do engolimento, o que representa, aumento do coeficiente de descarga.

O regime de escoamento em um vertedor de soleira lateral é caracterizado pelo escoamento não permanente gradualmente variado, cuja característica principal é a variação de forma lenta e gradual da velocidade que varia no tempo e no espaço de seção para seção (PORTO, 1998). Este regime de escoamento apresenta uma vazão específica não uniforme, resultado da elevação ou diminuição do perfil de linha d'água ao longo do vertedor (CHOW, 1986).

Na situação onde o escoamento no canal ou rio é supercrítico ($FR_1 > 1$), a derivação da vazão pelo vertedor de soleira lateral ocorre com coeficiente de vazão “ruim”, uma vez que a velocidade é alta se comparada com o escoamento subcrítico ($FR_1 < 1$) e as condições de

aproximação do escoamento não permitem a entrada do escoamento de modo “tranquilo” no reservatório. Desta forma, uma soleira de controle pode ser instalada no canal a jusante do vertedor para diminuir as altas velocidades e melhorar as condições de aproximação do escoamento à estrutura de controle.

Devem ser considerados os efeitos dos pilares ou outras estruturas quando posicionadas ao longo da crista do vertedor, pois estrangulam o escoamento. Os perfis de linha d’água ao longo de uma soleira lateral são ilustrados na Figura 3.9.

Figura 3.9. Perfis de linha d’água para diferentes condições (Adaptado CHOW, 1986)

Na Figura 3.9 é possível observar três tipos de perfis de linha d'água que podem ocorrer ao longo do vertedor de soleira lateral caracterizado pelo escoamento supercrítico (a), subcrítico (b) e caracterizado pela ocorrência de um ressalto hidráulico (c).

Para o desenvolvimento analítico do comportamento hidráulico na soleira do vertedor, a energia específica é assumida como constante quando a condição de aproximação do escoamento é de regime subcrítico. A energia específica (E) é apresentada na Equação 3.12

$$E = y + \frac{V^2}{2.g} \quad (3.12)$$

onde E é a energia específica ao longo do canal (m), g é a aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m/s}^2$), y é a profundidade do escoamento no canal principal a uma distância s do início do comprimento da soleira lateral (m) e V é a velocidade no canal principal (m/s).

Como a vazão específica engolida em um vertedor lateral varia ao longo da crista do mesmo, a equação convencional para um vertedor lateral é assumida pela relação entre a vazão pela unidade de comprimento, conforme a Equação 3.13.

$$\frac{dQ}{ds} = q = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot \sqrt{2.g} \cdot (y - p)^{3/2} \quad (3.13)$$

onde s corresponde a distância ao longo da crista (m) e p a altura do vertedor em relação ao fundo do canal (m).

A Equação 3.14 resulta na Equação 3.14, correspondente a equação diferencial da linha d'água (PORTO, 1998).

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{4}{3} \cdot \frac{C_d}{b} \cdot \left[\frac{\sqrt{(E - y_1) \cdot (y_1 - p)^3}}{(2E - 3 \cdot y)} \right] \quad (3.14)$$

De Marchi (1932) integrou a Equação 3.14 de x igual a 0 até x igual a L, ou seja, do início até o fim do comprimento do vertedor, o que resultou na Equação 3.15.

$$C_d = \frac{3 \cdot b}{2 \cdot L} \Phi + const \quad (3.15)$$

onde b corresponde a largura do canal (m), L ao comprimento da soleira e Φ representa a função do escoamento e corresponde a Equação 3.16.

$$\Phi = \frac{2E - 3p}{E - p} \cdot \sqrt{\frac{E - y}{y - p}} - 3 \sin^{-1} \cdot \sqrt{\frac{E - y}{E - p}} \quad (3.16)$$

A vazão pode ser calculada pela integração do escoamento total sobre o vertedor. No entanto, algumas equações teóricas e experimentais foram desenvolvidas por diversos pesquisadores para facilitar os cálculos.

O coeficiente de vazão (C_d) é uma função que depende do número de Froude no canal principal a montante do vertedor (FR_1), do comprimento da soleira do vertedor (L), da

largura do canal principal (b), da altura do vertedor em relação ao fundo do canal (p) e da profundidade do escoamento no canal principal a montante do vertedor (y_1).

O número de Froude (FR) é um adimensional representado pela relação entre a velocidade no canal (V) e a raiz quadrada da profundidade do escoamento (y) multiplicada pela aceleração da gravidade, conforme representado na Equação 3.17 e é utilizado para classificar o escoamento, sendo que para o escoamento subcrítico, $FR < 1$, para o escoamento supercrítico, $FR > 1$ e para escoamento crítico, $FR = 1$.

$$FR = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}} \quad (3.17)$$

A seguir são sintetizadas e apresentadas algumas das equações propostas para o cálculo do coeficiente de vazão ao longo do vertedor.

3.3.4.1 Coeficiente de vazão em vertedor lateral de soleira delgada

A partir dos parâmetros relacionados, algumas das relações propostas para o cálculo do coeficiente de vazão correspondem às Equações 3.18 a 3.25.

$$C_d = 0,7 - 0,48.FR_1 - 0,3 \cdot \left(\frac{p}{y_1} \right) + 0,06 \cdot \frac{L}{b} \quad (\text{Borghei et al., 1999}) \quad (3.18)$$

$$C_d = 0,864 \cdot \left(\frac{1 - FR_1^2}{2 + FR_1^2} \right)^{0,5} \quad (\text{Subramanya e Awasthy, 1972}) \quad (3.19)$$

$$C_d = 0,54 - 0,40.FR_1 \quad (\text{Ranga Raju et.al., 1979}) \quad (3.20)$$

A Equação 3.21 corresponde a equação proposta por Raju, Prasad e Grupta (1979) apud Porto (1998) para vertedor lateral seguido de um canal lateral e para $0,20 \leq p \leq 0,50m$.

$$C_d = 0.81 - 0.60.FR_1 \quad (3.21)$$

$$C_d = 0,485 \cdot \left(\frac{2 + FR_1^2}{2 + 3FR_1^2} \right)^{0,5} \text{ para } p = 0 \text{ (Hager, 1987)} \quad (3.22)$$

$$C_d = 0,33 - 0,18.FR_1 + 0,49 \cdot \left(\frac{p}{y_1} \right) \text{ (Singh et al., 1994)} \quad (3.23)$$

onde p, FR_1, L, b corresponde a altura da soleira (m), número de Froude a montante do vertedor lateral, comprimento da soleira e largura do canal principal, respectivamente.

A Equação 3.23 se refere a faixa de parâmetros de $0,06 \leq p \leq 0,12m$ e $0,10 \leq L \leq 0,20m$

$$C_d = 0,71 - 0,41.FR_1 - 0,22 \cdot \left(\frac{p}{y_1} \right) \text{ (Jalili e Borghei, 1996)} \quad (3.24)$$

Subramanya e Awasthy (2000) forneceram um coeficiente de vazão para vertedor lateral sem interligação a um canal lateral tanto para o escoamento de regime subcrítico como supercrítico e com $0 \leq p \leq 0,60m$, na forma da Equação 3.25.

$$C_d = 0,622 - 0,222.FR_1 \quad (3.25)$$

3.3.4.2 Coeficiente de vazão em vertedor lateral de soleira espessa

Em situações onde há soleira espessa ($e > 3H$) seguido por um canal lateral deve ser considerado o parâmetro K que leva em conta o efeito da largura da crista do vertedor representado por M , na forma da Equação 3.26 (PORTO, 1998).

$$C_d = (0,81 - 0,60.FR_1).K \quad (3.26)$$

$K = 1$ para $(y_1 - p) \geq 2M$ e para $(y_1 - p) < 2M$, sendo que o parâmetro K é fornecido pela Equação 3.27.

$$K = 0,80 + 0,10 \left(\frac{y_1 - p}{M} \right) \quad (3.27)$$

Anchieta (2006) realizou uma análise experimental de um vertedor lateral de soleira delgada no Laboratório de Hidráulica da EPUSP, em um modelo físico em escala 1:15. Foram analisadas três alturas de soleiras (p) correspondentes a 2,30 m, 3,38 m e 4,55 m. A cota de fundo do canal, a largura do canal e o comprimento da soleira correspondem a 11,32 m, 19,5 m e 45 m, respectivamente. Os coeficientes de descarga (C_d) determinados a partir dos 68 testes realizados foram plotados em função dos números de Froude calculados a montante do vertedor, conforme ilustrado na Figura 3.10.

Figura 3.10. Relação dos dados experimentais de $C_d \times FR_1$ obtidos por Anchieta (2006)

A equação proposta por Anchieta (2006) apresentada pela Equação 3.28, leva em consideração o número de Froude (FR_1) e a relação p/H , sendo p a altura do vertedor e H a carga medida em relação à soleira.

$$C_d = 0,66 - 0,173.FR_1 - 0,05 \left(\frac{p}{H} \right) \quad (3.28)$$

Com base ainda na Figura 3.10, verifica-se que o C_d resultante dos experimentos apresenta uma variação aproximada de 0,25 a 0,50 para a faixa de números de Froude pesquisada, porém grande variação em relação a outros parâmetros, indicando que a altura e o comprimento da soleira, a energia específica e a carga hidráulica sobre a soleira também tem influência significativa. Desta forma, considerando que o conjunto de dados experimentais abrange uma razoável faixa de número de Froude (0,05 a 0,45), muito freqüente neste tipo de

obra, procurou-se estabelecer a partir destes dados, uma relação que incluísse também os parâmetros intervenientes citados.

Admitindo-se que o coeficiente de descarga (C_d) depende do número de Froude (FR_1), do comprimento da soleira (L), da largura do canal principal (b), da altura da soleira (p), da carga hidráulica sobre a soleira (H), da carga de posição sobre a soleira (h) e da profundidade do escoamento a montante da soleira lateral (y_1), conforme mostra a Figura 3.11, podem ser testadas outra relação entre estes parâmetros, como a indicada na Equação 3.29.

$$C_d = f(FR_1, L, b, p, H, y_1, h)$$

Figura 3.11. Esquema representativo dos parâmetros envolvidos no escoamento sobre um vertedor lateral (Adaptado MUSLU, 2001)

Os coeficientes K , a, b, c, d e e podem ser determinados a partir do conjunto de dados experimentais de Anchietta (2006), ajustando-se a Equação 3.29 pelo método dos mínimos quadrados e os valores resultantes compõem a Equação 3.30.

$$C_d = K^a \cdot \left(\frac{p}{y_1}\right)^b \cdot \left(\frac{h}{p}\right)^c \cdot \left(\frac{p}{L}\right)^d \cdot \left(\frac{H}{p}\right)^e \quad (3.29)$$

$$C_d = 7,53.FR_{1.}^{0,026} \cdot \left(\frac{p}{y_1}\right)^{1,028} \cdot \left(\frac{h}{p}\right)^{0,817} \cdot \left(\frac{p}{L}\right)^{0,655} \cdot \left(\frac{H}{p}\right)^{0,466} \quad (3.30)$$

A Figura 3.12 ilustra a correlação entre os dados experimentais e os obtidos através da equação proposta (Equação 3.30), verificando-se que as relações $(h/p), (p/L), (H/p)$ representam muito bem os resultados obtidos. No entanto, observa-se que alguns pontos se dispersaram na correlação, o que expressa a influência da variação do nível d' água ao longo da soleira no coeficiente de descarga.

Figura 3.12. Relação entre o C_d calculado e o C_d experimental

Evidentemente, a validade da correlação indicada na Equação 3.30 se limita à faixa de valores estudada por Anchieta (2006) e sua generalização depende de ensaios para diferentes larguras de canal (b) e comprimentos de soleira (L).

As Tabelas 3.1 a 3.3 apresentam os coeficientes de descarga experimentais e os calculados, assim como o cálculo das relações consideradas na Equação 3.30.

Tabela 3.1. Coeficientes de descarga experimentais e calculados para soleira de 4,55 m

Ensaio	p (m)	Q montante canal (m³/s)	Qvertedor Lateral (m³/s)	V média no canal (m/s)	Q jusante no canal (m³/s)	N.A. Canal Principal		h (m)	y ₁ (m)	$H=Y+V^2/2g$ (m)	p/y ₁	FR ₁	C _d	h/p	p/L	C _d Calculado
						Mont (m)	Jus (m)									
1	4,55	20,65	16,09	0,21	4,56	16,46	16,21	0,58	5,14	5,14	0,89	0,03	0,27	0,13	0,10	0,27
2		33,25	16,04	0,33	17,21	16,46	16,21	0,58	5,14	5,14	0,89	0,05	0,27	0,13	0,10	0,27
3		47,02	15,87	0,47	31,15	16,46	16,21	0,58	5,14	5,15	0,89	0,07	0,27	0,13	0,10	0,27
4		59,19	16,00	0,59	43,19	16,46	16,21	0,58	5,14	5,15	0,89	0,08	0,27	0,13	0,10	0,28
5		76,23	16,13	0,76	60,10	16,46	16,21	0,58	5,14	5,16	0,89	0,11	0,27	0,13	0,10	0,28
6		92,87	16,31	0,93	76,56	16,46	16,21	0,58	5,14	5,18	0,89	0,13	0,27	0,13	0,10	0,28
7		110,52	16,44	1,10	94,08	16,46	16,21	0,58	5,14	5,20	0,89	0,16	0,28	0,13	0,10	0,28
8		131,17	16,48	1,31	114,69	16,46	16,22	0,58	5,14	5,22	0,89	0,18	0,28	0,13	0,10	0,28
9		36,72	22,45	0,36	14,27	16,55	16,27	0,68	5,23	5,24	0,87	0,05	0,30	0,15	0,10	0,30
10		50,13	22,59	0,49	27,53	16,55	16,27	0,68	5,23	5,24	0,87	0,07	0,30	0,15	0,10	0,31
11		67,63	22,69	0,66	44,94	16,55	16,27	0,68	5,23	5,25	0,87	0,09	0,30	0,15	0,10	0,31
12		89,02	22,92	0,87	66,10	16,55	16,27	0,68	5,23	5,27	0,87	0,12	0,31	0,15	0,10	0,31
13		108,63	23,02	1,07	85,62	16,55	16,27	0,68	5,23	5,29	0,87	0,15	0,31	0,15	0,10	0,31
14		126,42	23,11	1,24	103,31	16,55	16,22	0,68	5,23	5,31	0,87	0,17	0,31	0,15	0,10	0,32
15		147,16	23,45	1,44	123,72	16,55	16,22	0,68	5,23	5,34	0,87	0,20	0,31	0,15	0,10	0,32
16		59,64	29,53	0,58	30,11	16,62	16,38	0,75	5,30	5,32	0,86	0,08	0,34	0,17	0,10	0,33
17		76,72	29,83	0,74	46,89	16,62	16,38	0,75	5,30	5,33	0,86	0,10	0,34	0,17	0,10	0,33
18		90,15	30,03	0,87	60,12	16,62	16,38	0,75	5,30	5,34	0,86	0,12	0,35	0,17	0,10	0,34
19		108,73	30,44	1,05	78,29	16,62	16,31	0,75	5,30	5,36	0,86	0,15	0,35	0,17	0,10	0,34
20		130,36	30,59	1,26	99,77	16,62	16,24	0,75	5,30	5,38	0,86	0,17	0,35	0,17	0,10	0,34
21		44,79	36,40	0,43	8,39	16,70	16,46	0,83	5,38	5,39	0,85	0,06	0,36	0,18	0,10	0,35
22		52,59	36,56	0,50	16,03	16,70	16,46	0,83	5,38	5,40	0,85	0,07	0,36	0,18	0,10	0,36

Tabela 3.2. Coeficientes de descarga experimentais e calculados para soleira de 4,55 m

Ensaio	p (m)	Q montante canal (m³/s)	Q vertedor Lateral (m³/s)	V média no canal (m/s)	Q jusante no canal (m³/s)	N.A. Canal Principal		h (m)	y ₁ (m)	$H=Y+V^2/2g$ (m)	p/y ₁	FR ₁	C _d	h/p	p/L	C _d Calculado
						Mont (m)	Jus (m)									
23		69,35	36,67	0,66	32,68	16,70	16,47	0,83	5,38	5,41	0,85	0,09	0,36	0,18	0,10	0,36
24		86,52	36,94	0,82	49,58	16,70	16,47	0,83	5,38	5,42	0,85	0,11	0,36	0,18	0,10	0,36
25		101,77	37,04	0,97	64,72	16,70	16,48	0,83	5,38	5,43	0,85	0,13	0,37	0,18	0,10	0,36
26		119,78	37,31	1,14	82,46	16,70	16,48	0,83	5,38	5,45	0,85	0,16	0,37	0,18	0,10	0,37
27		147,27	37,47	1,40	109,79	16,70	16,49	0,83	5,38	5,48	0,85	0,19	0,37	0,18	0,10	0,37
28		68,41	54,69	0,63	13,72	16,87	16,63	1,00	5,55	5,57	0,82	0,09	0,41	0,22	0,10	0,41
29		84,39	55,18	0,78	29,21	16,87	16,64	1,00	5,55	5,58	0,82	0,11	0,41	0,22	0,10	0,41
30		99,58	55,61	0,92	43,97	16,87	16,65	1,00	5,55	5,59	0,82	0,12	0,42	0,22	0,10	0,41
31		122,73	55,98	1,13	66,75	16,87	16,65	1,00	5,55	5,62	0,82	0,15	0,42	0,22	0,10	0,42
32		145,77	56,41	1,35	89,36	16,87	16,66	1,00	5,55	5,64	0,82	0,18	0,42	0,22	0,10	0,42
33		83,03	69,23	0,75	13,80	16,98	16,74	1,11	5,66	5,69	0,80	0,10	0,45	0,24	0,10	0,44
34	4,45	93,13	69,63	0,84	23,50	16,98	16,74	1,11	5,66	5,69	0,80	0,11	0,45	0,24	0,10	0,44
35		111,57	70,10	1,01	41,47	16,98	16,76	1,11	5,66	5,71	0,80	0,14	0,45	0,24	0,10	0,45
36		129,24	70,97	1,17	58,28	16,98	16,77	1,11	5,66	5,73	0,80	0,16	0,46	0,24	0,10	0,45
37		87,03	82,99	0,77	4,05	17,09	16,85	1,22	5,77	5,80	0,79	0,10	0,47	0,27	0,10	0,47
38		95,17	83,49	0,85	11,69	17,09	16,86	1,22	5,77	5,80	0,79	0,11	0,47	0,27	0,10	0,47
39		106,48	83,91	0,95	22,57	17,09	16,86	1,22	5,77	5,81	0,79	0,13	0,47	0,27	0,10	0,48
40		115,11	84,27	1,02	30,84	17,09	16,86	1,22	5,77	5,82	0,79	0,14	0,47	0,27	0,10	0,48
41		126,12	84,85	1,12	41,27	17,09	16,87	1,22	5,77	5,83	0,79	0,15	0,48	0,27	0,10	0,48
42		102,68	94,15	0,90	8,54	17,16	16,93	1,29	5,84	5,88	0,78	0,12	0,48	0,28	0,10	0,49
43		111,76	94,90	0,98	16,86	17,16	16,94	1,29	5,84	5,89	0,78	0,13	0,49	0,28	0,10	0,50
44		125,22	96,25	1,10	28,97	17,16	16,95	1,29	5,84	5,90	0,78	0,15	0,49	0,28	0,10	0,50
45		143,54	97,16	1,26	46,38	17,16	16,97	1,29	5,84	5,92	0,78	0,17	0,50	0,28	0,10	0,50

Tabela 3.3. Coeficientes de descarga experimentais e calculados para soleira de 3,38 m e 2,30 m

Ensaio	p (m)	Q montante canal (m³/s)	Q vertedor Lateral (m³/s)	V média no canal (m/s)	Q jusante no canal (m³/s)	N.A. Canal Principal		h (m)	y ₁ (m)	$H=Y+V^2/2g$ (m)	p/y ₁	FR ₁	C _d	h/p	p/L	C _d Calculado
						Mont (m)	Jus (m)									
46	3,38	93,66	38,72	1,14	54,94	15,54	15,33	0,84	4,22	4,29	0,80	0,18	0,38	0,25	0,08	0,38
47		109,29	38,83	1,33	70,46	15,54	15,33	0,84	4,22	4,31	0,80	0,21	0,38	0,25	0,08	0,38
48		120,07	38,94	1,46	81,13	15,54	15,33	0,84	4,22	4,33	0,80	0,23	0,38	0,25	0,08	0,38
49		131,17	39,27	1,59	91,90	15,54	15,34	0,84	4,22	4,35	0,80	0,25	0,38	0,25	0,08	0,38
50		102,13	55,30	1,20	46,83	15,69	15,48	0,99	4,37	4,44	0,77	0,18	0,42	0,29	0,08	0,42
51		121,15	55,79	1,42	65,36	15,69	15,50	0,99	4,37	4,47	0,77	0,22	0,43	0,29	0,08	0,43
52		131,38	56,16	1,54	75,21	15,69	15,51	0,99	4,37	4,49	0,77	0,24	0,43	0,29	0,08	0,43
53		143,43	56,47	1,68	86,96	15,69	15,51	0,99	4,37	4,51	0,77	0,26	0,43	0,29	0,08	0,43
54		106,29	73,87	1,21	32,42	15,84	15,64	1,14	4,52	4,59	0,75	0,18	0,46	0,34	0,08	0,46
55		126,12	75,37	1,43	50,75	15,84	15,66	1,14	4,52	4,62	0,75	0,21	0,47	0,34	0,08	0,47
56		143,86	75,92	1,63	67,93	15,84	15,67	1,14	4,52	4,66	0,75	0,25	0,47	0,34	0,08	0,47
57	2,30	93,93	38,94	1,54	54,99	14,46	14,26	0,84	3,14	3,26	0,73	0,28	0,38	0,36	0,05	0,39
58		106,29	39,16	1,74	67,13	14,46	14,27	0,84	3,14	3,29	0,73	0,31	0,39	0,36	0,05	0,39
59		126,02	39,33	2,06	86,69	14,46	14,28	0,84	3,14	3,35	0,73	0,37	0,39	0,36	0,05	0,40
60		143,43	39,55	2,35	103,89	14,46	14,28	0,84	3,14	3,42	0,73	0,42	0,39	0,36	0,05	0,40
61		102,04	56,23	1,59	45,82	14,61	14,43	0,99	3,29	3,41	0,70	0,28	0,43	0,43	0,05	0,43
62		121,15	57,46	1,89	63,69	14,61	14,45	0,99	3,29	3,47	0,70	0,33	0,44	0,43	0,05	0,44
63		131,38	57,96	2,05	73,41	14,61	14,46	0,99	3,29	3,50	0,70	0,36	0,45	0,43	0,05	0,44
64		143,54	58,59	2,24	84,95	14,61	14,48	0,99	3,29	3,54	0,70	0,39	0,45	0,43	0,05	0,44
65		93,49	75,10	1,40	18,39	14,76	14,56	1,14	3,44	3,53	0,67	0,24	0,47	0,49	0,05	0,47
66		109,39	76,27	1,63	33,12	14,76	14,58	1,14	3,44	3,57	0,67	0,28	0,47	0,49	0,05	0,47
67		120,07	77,23	1,79	42,84	14,76	14,61	1,14	3,44	3,60	0,67	0,31	0,48	0,49	0,05	0,48
68		131,27	78,62	1,96	52,65	14,76	14,63	1,14	3,44	3,63	0,67	0,34	0,49	0,49	0,05	0,48

3.3.5 Vertedores em Poço e Descarregadores de Fundo

Os vertedores em poço e os descarregadores de fundo ou galerias são tratados no mesmo subitem, porque em muitos casos são empregados conjuntamente nas obras de controle de cheias. A principal característica hidráulica neste tipo de estrutura é a variação do ponto de controle do escoamento, o que afeta o comportamento da relação entre o nível d'água e a descarga.

3.3.5.1 Descarregador de Fundo

O descarregador de fundo também é denominado de galeria ou bueiro e pode contribuir para a manutenção da vazão a jusante, além de auxiliar no esvaziamento de um reservatório e na redução da vazão de pico.

O escoamento em uma galeria é controlado por muitas variáveis como geometria da entrada da seção, dimensão da seção, rugosidade, condições de aproximação do escoamento, nível de água de jusante e declividade da galeria (CHOW, 1986).

Os materiais mais utilizados na construção das galerias são o concreto, alumínio e aço corrugado. As galerias possuem diversas configurações e a melhor escolha depende dos custos de instalação e manutenção envolvidos, da vida útil, das características locais, do desempenho hidráulico, dentre outros.

As configurações de entrada contribuem para uma melhor aproximação do escoamento na galeria e incluem projeções das galerias, muros de concreto para proteção local, seções pré-fabricadas e ajuste do final da seção no talude, conforme apresentado na Figura 3.13.

Figura 3.13. Configurações de entrada de uma galeria (Adaptado U.S.DEPARTAMENT OF TRANSPORTATION, 2005)

A operação de uma galeria é condicionada pelos níveis de água a montante e a jusante e pela característica hidráulica da mesma. Uma galeria pode operar totalmente cheia, ou parcialmente cheia, desde que estas situações sejam previstas em projeto.

O controle na entrada da galeria é influenciado pela geometria de entrada da estrutura, pela forma da galeria e pela elevação do nível de água de montante. Desta forma, o controle de entrada do escoamento ocorre quando a galeria é capaz de transportar mais vazão do que a entrada pode proporcionar (U.S. DEPARTAMENT OF TRANSPORTATION, 2005).

Na Tabela 3.4 são relacionados os fatores que influenciam o desempenho de uma galeria.

Tabela 3.4. Fatores que influenciam o desempenho de uma galeria

Fator	Controle na entrada	Controle na saída
Elevação da carga hidráulica a montante	X	X
Área da seção de entrada da galeria	X	X
Configuração da extremidade da seção de entrada	X	X
Forma da seção de entrada	X	X
Rugosidade da galeria		X
Área da galeria		X
Forma da galeria		X
Comprimento da galeria		X
Declividade da galeria		X
Elevação do nível de água de jusante		X

Fonte: (Adaptado U.S. DEPARTAMENT OF TRANSPORTATION, 2005)

Na galeria, as velocidades são mais alta quando comparadas a um canal e desta forma, pode ocorrer erosão a jusante da galeria e nas proximidades da mesma. Para prevenir situações como esta deve ser instalada uma bacia ou dissipadores de energia a jusante, diminuir a declividade ao longo da seção ou aumentar a rugosidade da galeria.

Para a verificação do desempenho de uma galeria pelas condições de entrada e saída da mesma, elabora-se uma curva que relacione a carga hidráulica na entrada e na saída da galeria e a vazão de entrada, conforme apresentado na Figura 3.14.

Figura 3.14. Curva de desempenho da galeria (Adaptado U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, 2005)

Verifica-se o desempenho ou a capacidade hidráulica da galeria pela combinação das curvas que representam a elevação de nível de água a montante da galeria e da vazão e que correspondem ao controle na entrada e na saída da mesma. Na análise da curva verifica-se que para o N.A de projeto, o controle está na entrada da galeria e com o aumento da vazão e conseqüentemente, da elevação do N.A, o controle passa para a saída da galeria.

Com o melhoramento das condições de entrada da galeria é possível aumentar a capacidade de engolimento da mesma.

Na Figura 3.15 são representados diferentes tipos de perfis de escoamento em uma galeria, com controle na seção de entrada e com a ocorrência do escoamento supercrítico ao longo da mesma.

Figura 3.15. Perfis de escoamento com controle na seção de entrada (Adaptado U.S DEPARTAMENT OF TRANSPORTATION, 2005)

Na Figura 3.15 (A), a cota da geratriz superior da galeria é superior a carga hidráulica a montante e a jusante. O escoamento passa pela profundidade crítica a montante e se aproxima da profundidade normal a jusante da galeria.

Na Figura 3.15 (B), há o afogamento da seção a jusante da galeria e pelo encontro do escoamento supercrítico com o subcrítico forma-se um ressalto dentro da mesma e não há perigo de erosão a jusante.

Na Figura 3.15 (C), o controle do escoamento ocorre na entrada da seção da galeria e o mesmo se desenvolve abaixo da linha da profundidade crítica. Esta condição representa a situação típica de projeto.

Na Figura 3.15 (D) é apresentada uma situação onde há afogamento da seção de montante e de jusante e com presença de ar interno na galeria. Esta situação não é recomendada, pois a presença de ar pode causar aumento da pressão interna na galeria e condições instáveis de funcionamento.

Nos perfis (C) e (D), a lei de descarga do orifício é a que controla a vazão e nos perfis (A) e (B), a lei de descarga é a de um vertedor, pois a entrada não afoga a cota da geratriz superior da galeria (CHOW, 1986).

Na Figura 3.16 são apresentados os perfis de escoamento com controle na saída da galeria.

Figura 3.16. Perfis de escoamento com controle na seção de saída da seção (Adaptado U.S. DEPARTAMENT OF TRANSPORTATION, 2005)

Na Figura 3.16 (A), os níveis de água a montante e a jusante da galeria estão acima das geratrizes superiores das seções de entrada e de saída. Assim, a pressão interna é maior que a atmosférica. Esta situação é raramente utilizada para o dimensionamento em condições de projeto.

Na Figura 3.16 (B), o escoamento ao longo da galeria ocorre sob pressão, porém há uma contração do escoamento na seção de entrada.

Na Figura 3.16 (C), o escoamento preenche toda a seção ao longo da galeria. O nível de água de jusante é menor que a cota da geratriz superior da saída da galeria, porém sem descolamento do escoamento nas proximidades da seção de saída. Para manter esta condição a jusante na galeria é necessário manter altas cargas a montante da mesma.

Na Figura 3.16 (D), o escoamento no trecho de montante da galeria ocorre a seção plena, e no trecho de jusante, o escoamento é livre e subcrítico. A entrada da galeria é afogada e a saída da galeria é livre, sendo que o escoamento passa pela profundidade crítica próximo a seção de saída.

Na Figura 3.16 (E), o escoamento é livre e subcrítico ao longo da galeria, sem a ocorrência de afogamento nas seções de entrada e saída.

Quando a carga a montante da seção da entrada é menor que 1,2 vezes a altura da galeria, o controle do escoamento é caracterizado pela lei de descarga de um vertedor e para carga a montante maior que 1,2 vezes a altura da galeria, o controle do escoamento é caracterizado pela lei de um orifício, sendo que as condições de jusante não devem influenciar na descarga. Quando a carga excede 1,5 vezes a altura da galeria, o escoamento ocorre em carga (USBR, 1984).

Deve ser considerado em reservatórios de controle de cheias um volume de armazenamento de água a montante da galeria de maneira que atenuie o pico de vazão nos eventos de cheia e reduza as dimensões da mesma.

As galerias podem ter seção quadrada, retangular, circular, entre outras e podem ser pré-moldadas e instaladas *in loco*. Geralmente são utilizadas como estruturas de escoamento livre. Em reservatórios de controle de cheias são mais usuais galerias com formatos circular e retangular, conforme exemplos existentes apresentados pelas Figuras 3.17 e 3.18.

Figura 3.17. Galeria de interligação do reservatório de detenção – RRI-2 – Rincão. Penha. SP

Figura 3.18. Vista da seção de saída da galeria do reservatório de detenção Bom Pastor-Jardim Bom Pastor. Santo André. SP

3.3.5.2. Perda de carga na entrada da estrutura

A perda de carga na entrada da galeria (He), apresentada pela Equação 3.31 é função do termo cinético multiplicado pelo coeficiente de perda de carga localizada na estrutura de entrada (Ke).

$$He = Ke \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (3.31)$$

O coeficiente de perda de carga de entrada (Ke) varia de 0,10 a 0,90 e depende da utilização de estruturas como muros-ala, da projeção da galeria, do ajustamento da extremidade da galeria no talude, entre outros tipos de estruturas de entrada (ASCE, 1992).

3.3.5.3. Perda de carga distribuída na estrutura para escoamento com superfície livre

O coeficiente de perda de carga distribuída (Kd) ao longo da galeria para escoamento livre é calculada pela Equação 3.33 obtida a partir da *equação de Manning*, correspondente a Equação 3.32.

$$V = \frac{1}{n} \cdot Rh^{2/3} \cdot \sqrt{i} \quad (3.32)$$

$$Kd = \frac{2 \cdot g \cdot n^2 \cdot L}{Rh^{4/3}} \quad (3.33)$$

onde o coeficiente de perda de carga distribuída (Kd) é expresso em função pelo *coeficiente de Manning* (n), comprimento da galeria (L), aceleração da gravidade (g) e raio hidráulico (Rh).

3.3.5.4. Perda de carga distribuída para escoamento em pressão

A perda de carga distribuída ocorre ao longo da galeria devido ao atrito entre o escoamento e a parede da mesma. A perda de carga distribuída depende do diâmetro (D), do comprimento (L), da rugosidade da galeria (ξ), da velocidade (V) e das propriedades do fluido da galeria.

Neste caso, a perda de carga distribuída para escoamento sob pressão é dada pela fórmula universal de perda de carga ou equação de *Darcy-Weisbach*, conforme a Equação 3.34.

$$H_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (3.34)$$

onde a perda de carga distribuída (H_f) é expressa pelo comprimento da galeria (L), coeficiente de atrito (f), aceleração da gravidade (g), diâmetro do descarregador de fundo (D) e o termo cinético ($\frac{V^2}{2 \cdot g}$).

3.3.5.5. Perda de carga na saída da estrutura

A perda de carga na saída da galeria (H_s) é função do termo cinético multiplicado pelo coeficiente de perda de carga na saída (K_s), conforme a Equação 3.35. O (K_s) normalmente é adotado igual a 1,0 (USBR, 1984).

$$H_s = K_s \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (3.35)$$

A somatória das perdas de carga na estrutura é representada pela Equação 3.36, sendo que as perdas localizadas como junções, grades, entre outros, devem ser incluídos quando apropriados.

$$\sum K_i = H_e + H_f + H_s \quad (3.36)$$

onde $\sum K_i$ é a somatória total das perdas de carga na estrutura, H_e é a perda de carga na entrada da estrutura, H_f é a perda de carga distribuída e H_s é a perda de carga na saída da estrutura.

3.3.5.6. Vertedor em Poço

O vertedor em poço é uma estrutura de descarga constituída de soleira, zona de transição entre a soleira e o poço, zona de transição entre o poço e a galeria, e a galeria, conforme Figura 3.19 (LENCASTRE, 1983).

As soleiras podem ser soleiras circulares, retilíneas ou mistas. As formas de soleiras circulares são as mais usadas em usinas hidrelétricas e também são chamadas de tulipas, sendo que em reservatórios de controle de cheias, as formas das soleiras podem variar para condições mais práticas de instalação, mesmo com alguma perda de eficiência, pois estas estruturas são utilizadas com menor freqüência.

Figura 3.19. Perfil de um vertedor em Poço ou Tulipa (LENCASTRE, 1983)

De acordo com a Figura 3.19, H_d é a carga hidráulica de projeto sobre a soleira (m), $Boil$ é a massa de água acima da zona de *Crotch*, *Crotch* é a zona na qual o escoamento começa a operar afogado, a é a altura da soleira (m) em relação a cota de fundo do canal de aproximação e r é o raio do paramento externo da soleira em contato com a veia líquida (m).

A capacidade de vazão deste tipo de estrutura está condicionada a sua operação com o escoamento livre ou afogado. Geralmente os vertedores em poço são dimensionados para operar com escoamento livre (U.S. CORPS OF ENGINEERS, 1987).

Para a condição de operação com escoamento afogado, a soleira controla o escoamento até determinada carga de funcionamento e superior a esta o diâmetro do poço passa a ser o controlador. Para a operação com escoamento livre, a soleira exerce o controle sobre o mesmo.

O início do afogamento do escoamento no vertedor em poço ocorre quando a razão da carga pelo raio do vertedor (H_d / r) é maior que 0,45 (US CORPS OF ENGINEERS, 1987).

A vazão de descarga de um vertedor em poço é expressa pela Equação 3.37.

$$Q = C_d \cdot (2 \cdot \pi \cdot r) \cdot \sqrt{2g} \cdot H_d^{3/2} \quad (3.37)$$

onde Q é a vazão controlada pela soleira com operação livre (m³/s), C_d é o coeficiente de vazão (adimensional), r é o raio da soleira (m) e H_d é a carga de projeto (m).

O coeficiente de vazão (C_d) depende da relação entre a altura da soleira (a), da carga de projeto (H_d) e do raio externo da soleira (r), conforme Tabela 3.5.

Tabela 3.5. Relação dos coeficientes de descarga

a/r	H_d/r								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
2,00	0,484	0,466	0,444	0,418	0,386	0,346	0,307	0,277	0,253
0,30	0,499	0,481	0,461	0,434	0,404	0,363	0,321	0,290	0,264
0,15	0,495	0,481	0,463	0,441	0,414	0,376	0,333	0,299	0,274

Fonte: Lencastre (1983)

Verifica-se que quanto menor a relação entre a altura (a) e o raio da soleira (r), maior é o coeficiente de vazão. A operação do vertedor em poço em conjunto com o descarregador de fundo ou galeria é apresentada na Figura 3.20.

Condição 1 - controle da crista

Condição 2 - controle do orifício

Condição 3 - controle total da tubulação

Figura 3.20. Condições de escoamento (Adaptado USBR, 1977)

A condição 1 apresenta o escoamento não afogado ao longo da estrutura, sendo que o controle do escoamento é realizado pela soleira do vertedor, conforme representado pelos pontos *a* ao *g* da Figura 3.21.

A condição 2 apresenta o escoamento em carga na zona de transição entre a soleira e o poço, sendo que ao longo da mesma não ocorre o escoamento em seção plena. Nesta condição há uma transição entre o controle do escoamento pela soleira para o controle do escoamento pelo orifício, ou seja, o escoamento controlado pela lei de descarga do vertedor passa a ser controlado pela lei de descarga do orifício, conforme representado pelos pontos g ao h da Figura 3.21.

A condição 3 apresenta o escoamento em carga ao longo de toda a estrutura, desde a soleira do vertedor até ao longo da galeria. O controle da descarga é realizado pela galeria, conforme representado pelos pontos h até o f da Figura 3.21.

Na Figura 3.21 são apresentadas as curvas de controle do escoamento exercidas pelo vertedor, pelo orifício e pela galeria, sendo que as mesmas dependem da elevação do nível de água no reservatório e da vazão de entrada na estrutura.

À medida que a curva tende a se inclinar verticalmente, a capacidade de descarga diminui e o nível de água do reservatório se eleva.

Figura 3.21. Características das vazões em um vertedor em poço (Adaptado USBR, 1977).

3.3.6 Vertedores do tipo labirinto

Os vertedores do tipo labirinto ou também denominados vertedores do tipo bico de pato ou de soleira estendida compreendem os vertedores que possuem um formato proveniente de um *sanfona* da crista ou soleira.

O comprimento total da soleira labirinto é tipicamente três a cinco vezes a largura do vertedor, o que acarreta em um aumento da capacidade de vazão da estrutura (TULLIS et al., 1995).

Este tipo de vertedor é implantado geralmente quando há restrição de espaço e condições topográficas locais, de maneira a alcançar a mesma ou uma capacidade de vazão superior a soleira do tipo linear.

O vertedor do tipo labirinto é uma alternativa em reservatórios de controle de cheias quando há pouco espaço e pouca disponibilidade de áreas decorrentes da concentração populacional e efeito da urbanização. Exemplos de sua utilização em reservatório de retenção são apresentados nas Figuras 3.22 a 3.24.

Figura 3.22. Vertedor do tipo labirinto utilizado como soleira de engolimento no reservatório de retenção TPI-2 – Rio Pirajussara. São Paulo (Acervo José Rodolfo Scaratti Martins)

Figura 3.23. Vertedor do tipo labirinto utilizado como soleira de engolimento no reservatório de retenção TPI-2 – Rio Pirajussara. Jardim Nova República. São Paulo (A QUESTÃO DA ÁGUA NAS GRANDES CIDADES BRASILEIRAS, 2003)

Figura 3.24. Vertedor do tipo labirinto utilizado como soleira de engolimento no reservatório de retenção TM-7 – Canarinho. Córrego Saracantam. São Bernardo do Campo. São Paulo (A QUESTÃO DA ÁGUA NAS GRANDES CIDADES BRASILEIRAS, 2003)

Os ciclos correspondem aos formatos da crista que podem ser em V, U ou trapezoidal, repetidos sequencialmente quantas vezes forem previstos no dimensionamento. Um exemplo esquemático do vertedor do tipo labirinto é apresentado na Figura 3.25.

Figura 3.25. Esquema de um vertedor do tipo labirinto. Planta (MELO; RAMOS; MAGALHÃES, 2002).

As variáveis envolvidas em um projeto de vertedor do tipo labirinto e conforme apresentadas na Figura 3.25 correspondem a:

- b: comprimento de uma *perna* da soleira ou da parede que forma o ciclo no sentido do fluxo.
- w: largura de um ciclo da soleira.
- W: largura total da soleira do vertedor ($W = n.w$).
- α : ângulo que o comprimento efetivo da crista da soleira faz com a linha da direção do fluxo.
- n: número de ciclos.
- a: largura compreendida entre o centro do ciclo e o final da face interna do mesmo.

Falvey (2003) apud Kohn (2006) cita que a projeção do escoamento pode ser nos dois sentidos. No entanto, Kohn (2006) ressalta que o recomendado é que o escoamento seja no sentido de maior largura para a menor largura, ou melhor, no sentido convergente do canal.

O vertedor do tipo labirinto é aplicado em projetos que necessitem de maiores variações de vazão para menores variações de carga hidráulica sobre a soleira (KOHN, 2006).

Uma pesquisa sobre as principais instalações de vertedores do tipo labirinto realizada por Falvey (2003) apud Kohn (2006) apontou que são raros os casos que estes vertedores possuem cargas hidráulicas sobre a soleira superior a 3 m.

O vertedor do tipo labirinto pode se comportar como uma soleira espessa, com comprimento da soleira igual a largura do vertedor, em decorrência do aumento da carga sobre a crista (KOHN, 2006).

Portanto, a capacidade de vazão do vertedor do tipo labirinto depende principalmente da carga sobre o mesmo, do comprimento efetivo da soleira e do coeficiente de vazão, sendo que este está relacionado com a carga total sobre a soleira, com a altura da soleira, com a espessura da mesma e com a configuração do ciclo e do ângulo correspondente (TULLIS et al., 1995).

O recomendado para uma boa eficiência do vertedor do tipo labirinto é manter uma relação entre a largura total da soleira e a altura do vertedor (W / p) entre 3 e 4 e uma relação entre a carga sobre a soleira e a altura da soleira (H / p) menor que 0,9, pois à medida que a carga aumenta, o coeficiente de vazão C_d diminui (TULLIS et al., 1995).

O coeficiente de vazão (C_d) fornecido por Magalhães e Lorena (1989) a partir de estudos experimentais e o ábaco desenvolvido pelos mesmos autores são apresentados na Equação 3.38 e na Figura 3.26 (MELO; RAMOS; MAGALHÃES, 2002).

$$C_d = \frac{Q}{W \sqrt{2 \cdot g \cdot H^{1,5}}} \quad (3.38)$$

onde H corresponde a carga sobre a soleira, g a aceleração da gravidade (m/s^2), W a largura total da soleira (m), Q a vazão escoada (m^3/s) e C_d o coeficiente de descarga.

Figura 3.26. Coeficientes de descarga de vertedor em labirinto (MELO; RAMOS; MAGALHÃES, 2002)

Na Figura 3.26, L é o comprimento total da soleira do vertedor (m). Verifica-se que quanto maior a relação H / p para uma mesma relação L / W , menor é o coeficiente de vazão.

O cálculo da vazão proposto por Lux e Hichliff (1985) apud Kohn (2006), a partir de estudos experimentais é aplicado apenas para um ciclo. A partir da multiplicação do valor encontrado

para um ciclo pelo total de ciclos do vertedor, obtém-se a vazão total. A Equação 3.39 apresenta este cálculo.

$$Q = C_d \cdot \left(\frac{\frac{W}{p}}{\frac{W}{p} + k} \right) \cdot W \cdot H \cdot \sqrt{g \cdot H} \quad (3.39)$$

A Equação 3.39 é válida para $W/p \geq 2$. Neste caso, W corresponde ao comprimento da soleira para um ciclo (m), p corresponde a altura da soleira (m), g corresponde a aceleração da gravidade (m/s^2), H corresponde a carga sobre a soleira e k corresponde ao coeficiente utilizado no cálculo, sendo que o valor de 0,10 é utilizado para soleira trapezoidal e 0,18 para soleira triangular.

As Figuras 3.27 e 3.28 apresentam a relação entre L/W , H/p e C_d para perfil de soleira quarto de círculo em ciclos com formato trapezoidal e triangular. Nestas figuras verifica-se a aeração do escoamento a partir das curvas correspondentes às letras C (jato aerado), D (transição) e E (jato suprimido). Para o dimensionamento do vertedor é possível diagnosticar pelas curvas apresentadas qual a condição de aeração que ocorre na soleira, dentro da faixa apresentada.

Figura 3.27. Curva de projeto para vertedor do tipo labirinto triangular (LUX e HINCHLIFF, 1985) apud KOHN (2006)

Figura 3.28. Curva de projeto para vertedor do tipo labirinto trapezoidal (LUX e HINCHLIFF, 1985) apud KOHN (2006)

Portanto, quanto maior a relação H/p observada nas Figuras 3.27 e 3.28, maior a tendência ao escoamento suprimido, ou com pressões negativas, o que pode comprometer a estrutura.

Curvas para a determinação dos coeficientes de descarga foram desenvolvidas em estudos no Utah Water Research Laboratory (UWR) em 1993, para perfil de soleira com um quarto de círculo, para ângulos de vertedores labirinto entre 6° e 35° , conforme Figura 3.29 (TULLIS et al, 1995).

Figura 3.29. Coeficientes de descarga para vertedor do tipo labirinto. (TULLIS et al., 1995)

As Equações 3.40 a 3.47 correspondem a Figura 3.29.

$$C_d = 0,49 - 0,24 \cdot \left(\frac{H}{p}\right) - 1,20 \cdot \left(\frac{H}{p}\right)^2 + 2,17 \cdot \left(\frac{H}{p}\right)^3 - 1,03 \cdot \left(\frac{H}{p}\right)^4, \text{ para } \alpha=6^\circ \quad (3.40)$$

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

(3.41)

$$C_d = 0,49 + 1,06 \cdot \left(\frac{H}{p}\right) - 4,43 \cdot \left(\frac{H}{p}\right)^2 + 5,18 \cdot \left(\frac{H}{p}\right)^3 - 1,97 \cdot \left(\frac{H}{p}\right)^4, \text{ para } \alpha=12^\circ \quad (3.42)$$

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

(3.43)

$$C_d = 0,49 + 1,32 \cdot \left(\frac{H}{p}\right) - 4,13 \cdot \left(\frac{H}{p}\right)^2 + 4,24 \cdot \left(\frac{H}{p}\right)^3 - 1,50 \cdot \left(\frac{H}{p}\right)^4, \text{ para } \alpha=18^\circ \quad (3.44)$$

$$C_d = 0,49 + 1,51 \cdot \left(\frac{H}{p}\right) - 3,83 \cdot \left(\frac{H}{p}\right)^2 + 3,40 \cdot \left(\frac{H}{p}\right)^3 - 1,05 \cdot \left(\frac{H}{p}\right)^4, \text{ para } \alpha=25^\circ \quad (3.45)$$

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

(3.46)

$$C_d = 0,49 + 1,46 \cdot \left(\frac{H}{p}\right) - 2,56 \cdot \left(\frac{H}{p}\right)^2 + 1,44 \cdot \left(\frac{H}{p}\right)^3 - 1,03 \cdot \left(\frac{H}{p}\right)^4, \text{ para } \alpha=90^\circ \text{ e } H/p < 0,7 \quad (3.47)$$

Para a implantação em reservatórios de controle de cheia, esta estrutura é interessante do ponto de vista do aproveitamento de pequenos espaços, vazões superiores e cargas inferiores quando comparados às soleiras lineares para as mesmas condições de projeto. No entanto, a teoria aqui exposta faz referência somente a vertedores frontais, cujo escoamento se desenvolve perpendicular ao mesmo. Nos vertedores laterais, o escoamento ocorre paralelamente ao vertedor e fatores como a variação do nível d'água ao longo da soleira e a

influência no coeficiente de descarga devem ser levados em consideração, mas não há muitos estudos a respeito. Daí a importância de serem observados e monitorados os poucos exemplares existentes.

3.4 Estruturas hidráulicas mistas de engolimento e vertimento

As estruturas hidráulicas mistas ou de múltiplos estágios são aquelas posicionadas em uma mesma localidade e projetadas para diferentes tempos de recorrência (TR) para um melhor desempenho no atendimento dos eventos de chuva.

A palavra “estágio” corresponde à quantidade de aberturas na estrutura para escoar a vazão de projeto, ou seja, cada estágio pode ser dimensionado para descarregar vazões correspondentes a diferentes períodos de retorno.

As estruturas de múltiplo estágio são também denominadas de estruturas hidráulicas mistas e as mesmas controlam a vazão de entrada e saída do reservatório através de galerias, orifícios e vertedores.

As estruturas de múltiplos estágios estão se tornando cada vez mais aplicáveis nos reservatórios de controle de cheias. Quando ocorre o dimensionamento de um único estágio, este atenderá ao tempo de retorno para o qual foi projetado.

Na Figura 3.30 é apresentada uma estrutura mista típica composta por três estágios para atender os tempos de recorrência para os quais foi projetada.

Figura 3.30. Exemplo de uma estrutura hidráulica mista composta por três estágios (Adaptado ASCE, 1985)

Na Figura 3.30, o controle das vazões de descarga é realizado em cada estágio, sendo que o estágio inferior (S_1) corresponde a um descarregador de fundo que opera primeiramente como um vertedor. A partir do momento em que o nível de água do reservatório se eleva e beira a parte superior do mesmo, o controle passa a ser de um orifício. A mesma operação ocorre com o estágio intermediário (S_2).

O estágio superior (S_3) é dimensionado para um maior tempo de recorrência ou atendimento de maior vazão em relação aos outros estágios. Corresponde a um vertedor do tipo poço, cuja operação depende da elevação do nível de água no reservatório e do comportamento hidráulico do mesmo.

Na operação das estruturas com múltiplos estágios, um estágio perde o controle da vazão e transfere o controle para outra estrutura. Desta forma, pode-se dizer que há uma transferência de controles quando os estágios perdem a capacidade de descarga para os quais foram dimensionados. Em reservatório do tipo on line, permite um uso mais eficiente do seu volume.

As curvas da Figura 3.31 apresentam a transição ou passagem do controle da vazão pela estrutura e a curva resultante é a somatória de todos os controles que ocorrem na operação do reservatório. Cada estágio pode ter mais de um controle de vazão.

Assim, de acordo com a Figura 3.31, o controle da vazão para cada estágio é independente e a vazão total é considerada como a soma da vazão de cada estágio, para um determinado nível de água (ASCE, 1985).

O coeficiente de vazão utilizado no dimensionamento do estágio é o mesmo utilizado para o dimensionamento de uma estrutura hidráulica simples.

Figura 3.31. Curvas do desempenho dos estágios da estrutura (Adaptado ASCE ,1985)

O orifício opera apenas para um tempo de recorrência menor, para o qual foi dimensionado. No entanto, para um tempo de recorrência maior, o orifício juntamente com o vertedor contribui para a passagem de uma descarga maior na entrada ou saída do reservatório.

A utilização das estruturas mistas nos reservatórios de controle de cheias permite:

- a) O desempenho do reservatório em uma ampla faixa de operações;
- b) A utilização em reservatório de detenção do tipo *on-line*, onde o escoamento atravessa o estágio inferior nas condições em que não ocorrem eventos de cheia e a utilização dos estágios superiores para contribuir no escoamento de tempos de recorrência maior;
- c) A viabilidade da utilização do mesmo espaço para mais de um evento de cheia, ou tempos de recorrência diferentes;
- d) A utilização do múltiplo estágio atua como garantia de segurança nos reservatórios, caso algum estágio venha a falhar por falta de manutenção, por exemplo.

A Figura 3.32 apresenta uma estrutura mista utilizada no reservatório Aricanduva III do tipo *on-line*, com um vertedor em degrau e uma galeria seguida de uma estrutura de dissipação de energia.

Figura 3.32. Exemplo de estrutura mista no reservatório Aricanduva III. (A QUESTÃO DA ÁGUA NAS GRANDES CIDADES BRASILEIRAS, 2003)

Um estudo experimental recente foi desenvolvido sobre a dissipação de energia oriunda do cruzamento dos escoamentos de uma estrutura mista. O estudo foi desenvolvido por Matias (1982) no Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Portugal –LNEC e foi concluído que a dissipação de energia pelo efeito do cruzamento dos jatos contribui para a diminuição do comprimento da bacia de dissipação e se torna economicamente mais viável na diminuição dos custos dos sistemas dissipadores de energia envolvidos.

Os critérios determinados no estudo se restringem a bacia retangular, sem dispositivos inseridos e com muros verticais. O estudo se baseou no escoamento oriundo de um descarregador de fundo constituído de uma comporta e de um vertedor.

Para a análise mais significativa da redução do comprimento do ressalto, adotou-se a relação entre o comprimento do ressalto (L) e a altura crítica (y_c). Pela comparação desta relação com o jato oriundo somente do descarregador de fundo, representado por $\eta_q = 1$ e do jato proveniente das duas estruturas, representado por $0,2 \leq \eta_q \leq 0,8$, verifica-se que o comprimento do ressalto pode ser superior a 50% ($\eta_0 = 12$), conforme apresentado nas Figuras 3.33 e 3.34 e à medida que η_0 aumenta, esta porcentagem também aumenta.

Figura 3.33. Variação de $\frac{L}{y_c}$ com η_0 para $\eta_q = 1$ e $\eta_q = 0$ (MATIAS, 1982)

Figura 3.34. Variação de $\frac{L}{y_c}$ com η_0 para $0,2 \leq \eta_q \leq 0,8$ (MATIAS, 1982)

onde η_q é a relação entre a vazão escoada pela zona inferior da comporta e a vazão total e η_0 é a relação entre a energia a montante da comporta (E_1) e a altura crítica (y_c).

Outra verificação realizada está ligada ao poder de fixação do ressalto, que por sua vez aumenta à medida que se aumenta a porcentagem de vazão vertida na estrutura do vertedor para uma mesma relação de η_0 .

Os valores experimentais resultantes da dissipação de energia se correlacionaram bem aos valores calculados pela Equação 3.49 para diferentes graus de submergência (S), determinada para o escoamento oriundo do cruzamento de dois jatos.

A dissipação de energia (ΔE) é dada pela diferença entre a energia do escoamento a montante (E_1) e a jusante (E_2), conforme a Equação 3.48.

$$\Delta E = E_1 - E_2 = E_1 - \left[(1 + S).y_2 + \frac{q^2}{2.g.(1 + S)^2.\eta_2^2} \right] \quad (3.48)$$

onde S corresponde ao grau de submergência do ressalto hidráulico, y_2 corresponde a altura conjugada de jusante (m), q corresponde a vazão específica do escoamento ($\text{m}^3/\text{s.m}$), g corresponde a aceleração da gravidade (m/s^2), η_2 corresponde a relação entre a altura conjugada de jusante e a altura crítica e pela divisão de ΔE por E_1 , resulta a Equação 3.49.

$$\frac{\Delta E}{E_1} = 1 - \frac{1}{\eta_0} \cdot \left[(1 + S).\eta_2 + \frac{1}{2.(1 + S)^2.\eta_2^2} \right] \quad (3.49)$$

A dissipação de energia proveniente do cruzamento de dois jatos auxilia na redução do comprimento do ressalto e portanto, na redução do comprimento da bacia de dissipação.

3.5 Ressalto hidráulico e dissipação de energia

O ressalto hidráulico é o fenômeno que transforma a energia cinética em calor com a agitação do líquido associado ao encontro do escoamento supercrítico com o subcrítico.

No trecho de ocorrência do ressalto hidráulico, a superfície da água se eleva abruptamente em um curto espaço, a velocidade diminui, surgem rolos na parte elevada do ressalto e o ar é inserido no mesmo (PORTO, 1998). Em função do número de Froude (FR), o ressalto hidráulico pode ser classificado em diferentes configurações, conforme mostra a Figura 3.35.

Figura 3.35. Tipos de ressalto hidráulico. (Adaptado CHOW, 1986)

O comprimento do ressalto hidráulico é definido como o intervalo entre o início da sobrelevação da superfície de água ou da profundidade y_1 (regime supercrítico) até o fim da

presença dos rolos correspondentes a profundidade y_2 (regime subcrítico). Os elementos característicos na formação do ressalto hidráulico estão apresentados na Figura 3.36 (TAMADA, 1989).

Figura 3.36. Comprimento do ressalto hidráulico. (TAMADA, 1989).

As profundidades y_1 e y_2 são denominadas alturas conjugadas, pois para cada y_1 há uma profundidade y_2 .

O parâmetro H representa a carga hidráulica sobre a crista do vertedor, Z representa a altura da queda do vertedor, L_0 representa o comprimento caracterizado pelos rolos na formação do ressalto hidráulico, L_1 corresponde ao comprimento desde o início da formação dos rolos até a diminuição da turbulência e h corresponde a diferença entre a crista da soleira do vertedor e o nível de água de jusante.

A velocidade é uma das grandezas necessárias para o dimensionamento da estrutura de dissipação de energia e a diferença entre a velocidade real e a velocidade teórica é maior quando se reduz a carga sobre a soleira e se eleva a altura da queda. (TAMADA, 1989).

O comprimento do ressalto hidráulico pode ser calculado pela Equação 3.50 (ELEVATORSKI, 1959).

$$L_j = 6,90.(y_2 - y_1) \quad (3.50)$$

As equações de velocidade para o jato livre e afogado são dadas pelas Equações 3.51 e 3.52 (USBR, 1984).

$$\text{-jato livre: a velocidade teórica é: } V_1 = \sqrt{2.g.(Z - \frac{H}{2})} \quad (3.51)$$

$$\text{-jato afogado: a velocidade teórica é: } V_1 = \sqrt{2.g.(H + h)} \quad (3.52)$$

onde V_1 corresponde a velocidade de entrada.

As alturas conjugadas são calculadas pelas Equações 3.53 e 3.54 e são resultantes da aplicação do teorema da quantidade de movimento em um volume de controle.

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8.FR_1^2} - 1 \right) \quad (3.53)$$

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8.FR_2^2} - 1 \right) \quad (3.54)$$

onde FR_1 é o número de Froude que corresponde a y_1 e FR_2 ao y_2 .

A diferença entre a energia a montante e a energia a jusante do ressalto hidráulico é representada pelo termo ΔE , conforme apresentada na Figura 3.37.

Figura 3.37. Representação esquemática da perda de carga em um ressalto hidráulico (PORTO, 1998).

A perda de carga ou energia (ΔE) é calculada pela Equação 3.55. A Equação 3.56 se desenvolve para canal retangular.

$$\Delta E_{12} = E_1 - E_2 = \left(\frac{V_1^2}{2g} + y_1 \right) - \left(\frac{V_2^2}{2g} + y_2 \right) \quad (3.55)$$

$$\Delta E = y_1 + \frac{q^2}{2g \cdot y_1^2} - y_2 + \frac{q^2}{2g \cdot y_2^2} \rightarrow \Delta E = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4 \cdot y_2 \cdot y_1} \quad (3.56)$$

onde q é a vazão específica ($\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$), E_1 é a energia a montante e E_2 é a energia a jusante.

A eficiência do ressalto hidráulico dada em porcentagem é determinada pela relação entre a perda de carga e a energia de entrada na estrutura, conforme Equação 3.57 (PORTO, 1998).

$$\eta = \frac{\Delta E}{E_1} \quad (3.57)$$

Um dos fatores para a fixação do ressalto é a relação da altura conjugada de jusante (y_2) e do nível de água de jusante. Desta forma, se o nível de água de jusante é menor que a altura conjugada, o ressalto se movimenta e caminha em direção a jusante, enquanto que a dissipação de energia do escoamento ocorre ao longo da distância percorrida pelo mesmo.

No dimensionamento de estruturas de dissipação de energia em reservatórios de controle de cheias há o efeito da elevação do nível de água no interior do reservatório à medida que ocorre a entrada de água no mesmo e assim, diminui o desnível a ser superado pela entrada do escoamento. O dimensionamento das bacias de dissipação de energia em reservatórios de controle de cheias pode ser realizado mediante o desenvolvimento de uma rotina de cálculo.

No cálculo, os elementos que variam com o tempo são o (y_1), (y_2) e o NA no reservatório. Assim, quando o NA no reservatório é menor que a altura conjugada de jusante (y_2), a diferença entre as duas cotas resulta no quanto deve ser aprofundada a bacia de dissipação para alcançar a profundidade conjugada de jusante requerida.

Em reservatórios de controle de cheias, o escoamento a jusante da soleira de engolimento se dá tipicamente com baixos números de Froude, podendo alcançar valores superiores. Entretanto, para estas estruturas a situação é muito diferente daquela preconizada por Tamada (1989), na qual os baixos números de Froude, na faixa de 1,5 a 4,0 são associados as vazões específicas elevadas, da ordem de 100 m³/s.m. Nos reservatórios de controle de cheias, os

valores de Froude raramente chegam a ser superiores a 5, sendo as vazões específicas muito inferiores às preconizadas por Tamada (op.cit).

Esta dissertação aborda o estudo das principais bacias de dissipação de energia para o intervalo considerado como baixo número de Froude (entre 2,5 e 5,0) segundo USBR (1978) e para vazão inferior a relacionada no estudo realizado por Tamada (1989), pois em se tratando de reservatórios de controle de cheia, esta vazão é considerada alta e foge do escopo do objetivo desta pesquisa.

As bacias citadas não constituem a unanimidade quando se trata de reservatórios de controle de cheias, pois nestes reservatórios são encontradas combinações de diversas estruturas de dissipação de energia empregadas para o mesmo fim. No entanto, a abordagem realizada contribui para consolidar o conhecimento técnico.

As estruturas hidráulicas dos reservatórios de controle de cheias, construídas e em operação, quase sempre são mistas, dotadas de canal rápido seguido de bacia de dissipação curta, com ou sem blocos dissipadores. As ilustrações a seguir (Figuras 3.38 a 3.43) apresentam alguns reservatórios construídos entre os anos de 1998 a 2004 na Região Metropolitana de São Paulo (RMSP) pelo Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo (DAEE) e pela Prefeitura do Município de São Paulo, nos quais o emprego deste tipo de arranjo pode ser observado.

Figura 3.38. Reservatório de Detenção RRI-2 – Rincão. Córrego Rincão. Penha. São Paulo.

Figura 3.39. Reservatório de Detenção TC3-Couros. Ribeirão dos Couros – Diadema. São Paulo (A QUESTÃO DA ÁGUA NAS GRANDES CIDADES BRASILEIRAS, 2003)

Figura 3.40. Reservatório de Detenção AT-3. Petrobrás. Rio Tamanduateí- Mauá. São Paulo (A QUESTÃO DA ÁGUA NAS GRANDES CIDADES BRASILEIRAS, 2003)

Figura 3.41. Reservatório de Detenção AC-1. Vila Rosa. Ribeirão dos Couros – São Bernardo do Campo. São Paulo (acervo DAEE)

Figura 3.42. Reservatório de Detenção AC-2 - Ribeirão dos Couros – Diadema. São Paulo (acervo DAEE)

Figura 3.43. Reservatório de Detenção IP-4 – Rio Ipiranga – Mogi das Cruzes. São Paulo (acervo José Rodolfo Scaratti Martins)

3.5.1 Bacias de dissipação de energia

A implantação das estruturas de dissipação de energia depende das características topográficas, hidráulicas e geológicas, além do desnível a ser transposto.

As estruturas de dissipação de energia ajudam na formação e estabilidade do ressalto hidráulico e na diminuição do seu comprimento.

A bacia de fundo horizontal é a mais utilizada por questões práticas e construção rápida e pode ter dispositivos internos que auxiliam na formação do ressalto e conseqüentemente na dissipação de energia.

Estes dispositivos podem ser:

Chute Blocks (Blocos de Queda): dispositivos que se posicionam no final da inclinação da calha do vertedores, espalham uma parte do jato e elevam uma porção do mesmo para auxiliar na formação do ressalto hidráulico.

Baffle Piers ou Floor Blocks (Blocos de Amortecimento): blocos localizados na posição intermediária da bacia de dissipação que ajudam na dissipação de energia pelo impacto direto do jato nos mesmos e são utilizados para número de Froude não muito elevado, pois do contrário, pode ocorrer cavitação nas estruturas.

End Sill (Soleira Terminal): estrutura localizada no final da bacia e que pode ter formato contínuo ou dentado. Auxilia na formação do ressalto, evita erosão junto à extremidade da bacia de dissipação e aumenta a estabilidade do ressalto.

Os termos originais foram aqui mantidos de forma a garantir uma uniformidade com a literatura existente sobre o assunto.

3.5.1.1 Bacia Tipo I

Este tipo de bacia foi desenvolvido para um intervalo de número de Froude entre 1,7 e 2,50 (USBR, 1984). O fundo da bacia é plano e não é constituído de dispositivos. Há apenas um degrau ascendente em forma de parede vertical ou inclinado na extremidade de jusante, conforme apresentado na Figura 3.44.

A bacia tipo I não é muito utilizada devido o comprimento superior quando comparado aos outros tipos de bacia, o que pode se tornar inviável economicamente (CHOW, 1986).

Figura 3.44. Bacia de dissipação Tipo I (Adaptado CHOW, 1986)

3.5.1.2 Bacia Tipo II

Utilizada para números de Froude maiores que 4,0 (USBR, 1984). Trata-se de uma bacia com blocos de queda e soleira terminal dentada e este tipo de bacia reduz em aproximadamente 33% do comprimento do ressalto (CHOW, 1986). O dimensionamento da bacia Tipo II é apresentado na Figura 3.45.

Figura 3.45. Bacia de dissipação Tipo II (USBR, 1977)

3.5.1.3 Bacia Tipo III

Utilizada quando o número de Froude é maior que 4,5. Possuem dispositivos como os *chute blocks*, *baffle piers* e *end sill* com formato contínuo (USBR, 1984). O comprimento do ressalto pode ser reduzido em cerca de 60% (CHOW, 1986). O desenho da bacia e dos dispositivos estão ilustrados na Figura 3.46. Os valores de y_3 e y_4 correspondem as alturas dos *baffle piers* e *end sill*, conforme apresentado na Figura 3.47.

Figura 3.46. Bacia Tipo III (USBR, 1984)

Figura 3.47. Alturas dos *baffle piers* e *end sill* correspondentes à bacia Tipo III (USBR, 1984)

Devido o aumento do uso de bacias de dissipação para baixo número de Froude, intervalo compreendido entre 2,5 e 5,0, foi desenvolvido um estudo experimental com a finalidade de projetar uma nova bacia que atenda o intervalo considerado (USBR, 1978).

Testes preliminares foram realizados nas bacias Tipo I, Tipo IV e SAF, sendo que a configuração inicial da bacia partiu da bacia Tipo III. A configuração foi alterada mediante os resultados dos testes. Durante as simulações, foram alteradas as locações e as dimensões das estruturas utilizadas como os *chute blocks*, os *baffle piers* e o *end sill*.

A melhor configuração de bacia de dissipação é aquela que corresponde a um menor comprimento, distribuição do escoamento, mínimas altura de onda, máxima dissipação de energia e por fim, uma altura conjugada de jusante requerida próxima ou igual a profundidade de jusante.

Desta forma, determinou-se uma bacia de dissipação com *chute blocks*, *baffle piers* e *end sill* dentado e com um comprimento de bacia (L) recomendado igual a aproximadamente 3 vezes a altura conjugada de jusante (y_2), conforme apresentado na Figura 3.48. A altura e a largura dos *baffle piers* e *chute blocks* correspondem a $0,70.y_1$, respectivamente e a distância entre os *chute blocks* e os *baffle piers* representado por (X) varia de 1,3 a 0,70 vezes a altura conjugada de jusante (y_2) para número de Froude entre 2,5 a 5,6. A somatória da distância entre o final dos *chute blocks* até a face de montante do *end sill* e o *end sill* é maior que L_1 para número de Froude menor que 2,7. Os *baffle piers* devem ser intercalados nos espaçamentos proporcionados pelos *chute blocks*.

Figura 3.48. Bacia recomendada para $2,5 \leq FR_1 \leq 5,0$ (USBR, 1978)

A bacia determinada a partir dos testes realizados se iguala à configuração da bacia Tipo III, com diferença no *end sill* dentado projetado e no intervalo de número de Froude abordado.

3.5.1.4 Bacia Tipo IV

A bacia Tipo IV é utilizada para faixa do número de Froude compreendido entre 2,5 e 4,5 (USBR, 1984).

Os dispositivos incluídos na bacia são os blocos de queda e soleira de saída contínua. O comprimento da bacia é igual ao comprimento de uma bacia simples e os *chute blocks* atuam de forma significativa na redução das ondulações pelo ressalto oscilante (LENCASTRE, 1983). O dimensionamento da bacia Tipo IV e dos dispositivos estão representadas na Figura 3.49.

Figura 3.49. Bacia de dissipação Tipo IV (USBR, 1977)

3.5.1.5 Bacia Tipo IX- Rampa com dissipadores de energia

As bacias tipo IX denominada de rampa com dissipadores de energia ou canal com macrorugosidades auxiliam na dissipação de energia quando o escoamento transpõe o desnível através da rampa com blocos dissipadores e são utilizadas para número de Froude menor que 3, conforme mostrado na Figura 3.50 (USBR, 1978).

Os blocos de amortecimento contribuem para a diminuição da velocidade no final da rampa e a mesma deve ser projetada com declividade de 1V:2H ou maior, sendo que H representa a altura do bloco e as vazões específicas não devem ser maiores que $5 \text{ m}^3/\text{s.m.}$

Figura 3.50. Rampa com Blocos Dissipadores (USBR, 1977)

Para estabelecer um controle completo do escoamento são necessárias pelo menos 4 fileiras de blocos. Adiciona-se sempre mais fileira, mantida submersa.

3.5.2 Vertedor em Degrau

O vertedor em degrau compreende uma das estruturas hidráulicas mais utilizadas na dissipação de energia para obras de macrodrenagem, principalmente pela sua facilidade construtiva, viabilidade econômica e por agregar em uma única estrutura o controle da entrada do escoamento e a dissipação de energia, desde que a topografia seja favorável. Pode ser de concreto ou de gabião revestido com argamassa.

A utilização do vertedor em degrau juntamente com uma bacia de dissipação de energia evita danos ao reservatório, que podem ocorrer já no início do enchimento, onde não há um colchão de água capaz de amortecer o escoamento afluente. O vertedor em degrau auxilia no vencimento de desníveis com vazões específicas relativamente baixas, ou seja, inferiores a $12 \text{ m}^3/\text{s.m}$ (KANASHIRO, 1995).

O escoamento sobre os vertedores em degraus pode ser dividido em três tipos de regime: *nappe flow*, *transition flow* e *skimming flow*. Os termos originais foram aqui mantidos de forma a garantir uma uniformidade com a literatura sobre o assunto.

3.5.2.1 Regime do Tipo *Nappe Flow*

No regime *nappe flow*, o escoamento se desenvolve em uma seqüência de quedas e a dissipação de energia do escoamento ocorre pela queda do jato ao vencer os degraus, pela mistura turbulenta do jato e pela formação de ressaltos em cada degrau.

O regime de escoamento do tipo *nappe flow* ocorre pelo escoamento do jato livre entre os degraus e para vazões inferiores a $2 \text{ m}^3/\text{s.m}$ (KANASHIRO, 1995), conforme Figura 3.51.

Figura 3.51. Escoamento do tipo *nappe flow* (Adaptado USBR, 2006)

A Equação 3.58 determina a ocorrência do regime *nappe flow* e foi obtida para a condição de $0,2 \leq h/l \leq 6$ (CHANSON, 2002).

$$\frac{y_c}{h} \leq 0,0916 \left(\frac{h}{l} \right)^{-1,276} \quad (3.58)$$

onde h é a altura do degrau (m), l é o comprimento do mesmo (m), e y_c é a profundidade crítica (m).

Pinheiro e Fael (2000) apud USBR (2006), concluíram que a Equação 3.59, apresentada por Chamani e Rajaratnam (1994) é a que melhor representa a dissipação de energia em regime do tipo *nappe flow*.

$$\frac{\Delta E}{E} = \frac{\left\{ (1-A)^N \left[1 + 1,5 \cdot \left(\frac{y_c}{h} \right) \right] + \sum_{i=1}^{N-1} (1-A)^i \right\}}{N + 1,5 \cdot \left(\frac{y_c}{h} \right)} \quad (3.59)$$

onde:

$$A = \left[0,30 - 0,35 \cdot \left(\frac{h}{l} \right) \right] - \left[0,54 - 0,27 \cdot \left(\frac{h}{l} \right) \right] \cdot \log \left(\frac{y_c}{h} \right)$$

onde N corresponde ao número de degraus, y_c a profundidade crítica (m), h a altura do degrau (m) e l o comprimento do degrau (m).

3.5.2.2 Regime do Tipo *Skimming Flow*

A dissipação de energia no regime de escoamento *skimming flow* ocorre pela formação de vórtices entre os degraus. Entre as extremidades dos degraus se desenvolve uma espécie de leito fictício para que o escoamento transite sobre o mesmo. O regime de escoamento do tipo *skimming flow* ocorre para vazões superiores a $4 \text{ m}^3/\text{s.m}$ (KANASHIRO, 1995).

Na Figura 3.52 é apresentado o escoamento do tipo *skimming flow* com a descrição das principais características que assim o constituem como vórtices entre os degraus e a representação do escoamento como se não houvesse os mesmos devido a formação de uma camada superior pela qual a maior parte do escoamento transita.

Figura 3.52. Escoamento do tipo *skimming flow* (Adaptado USBR, 2006)

A concentração mínima de ar requerida no escoamento para que não ocorra cavitação é cerca de 4,8% (SHARMA; DAS; SHUKLA, 2005).

O ponto de ligação entre a camada limite do escoamento aerado com a superfície da água a montante, conforme apresentado na Figura 3.53, define a zona de risco de cavitação e a fronteira entre o escoamento aerado e não aerado (SHARMA; DAS; SHUKLA, 2005).

Figura 3.53. Localização da região de escoamento aerado e não aerado (Adaptado SHARMA; DAS; SHUKLA, 2005)

A Equação 3.60 foi determinada a partir de experimentos e representa a ocorrência do regime de escoamento *skimming flow*.

$$\frac{y_c}{h} = 1.057 - 0.465 \frac{h}{l} \quad (3.60)$$

onde y_c corresponde a profundidade crítica característica (m), h a altura dos degraus e l o comprimento dos degraus (m).

No entanto, Rajaratnam (1990) apud Sharma; Das; Shukla (2005) definiu que para relação entre y_c e h maior que 0,8, o regime do escoamento é do tipo *skimming flow*.

Com o aumento da vazão, o ponto de ligação migra para a jusante e desta forma, a área do risco de cavitação aumenta (SHARMA; DAS; SHUKLA, 2005).

A dissipação de energia depende da forma geométrica e da declividade do vertedor e obedece a regra de que quanto maior é o espaçamento entre os degraus e menor a declividade do vertedor, maior é o efeito correspondente.

Kanashiro (1995) ressalta que a dissipação de energia diminui com o aumento da vazão para um dado espaçamento entre os degraus.

As Equações 3.61 e 3.62 determinam a dissipação de energia para o regime do tipo *skimming flow* com e sem a presença de um descarregador de fundo (CHANSON, 2002).

$$\frac{\Delta H}{H_{\max}} = 1 - \frac{\left(\frac{f}{8 \cdot \sin \theta}\right)^{1/3} \cdot \cos \alpha + \frac{1}{2} \left(\frac{f}{8 \cdot \sin \theta}\right)^{-2/3}}{\frac{H_{dam} + H_d}{y_c}} \quad (3.61)$$

$$\frac{\Delta H}{H_{\max}} = 1 - \frac{\left(\frac{f}{8 \cdot \sin \theta}\right)^{1/3} \cdot \cos \alpha + \frac{1}{2} \left(\frac{f}{8 \cdot \sin \theta}\right)^{-2/3}}{\frac{3}{2} + \frac{H_{dam}}{y_c}} \quad (3.62)$$

onde ΔH é a perda de energia, $H_{\max}$ é a carga máxima dada pelo desnível entre o nível de água sobre a soleira e o nível de água a jusante do vertedor, f é o fator de atrito da fórmula universal de perda de carga da equação de Darcy-Weisbach, θ é o ângulo que representa a declividade da calha, H_d é a carga de projeto que corresponde a carga hidráulica sobre a soleira, H_{dam} (m) correspondente a diferença entre a cota da crista do vertedor e o pé do mesmo.

O fator de atrito da fórmula universal de perda de carga da equação de Darcy-Weisbach é o parâmetro aceito para determinar a dissipação de energia no vertedor em degrau, conforme a Equação 3.63 (USBR, 2006).

$$f = \frac{8 \cdot g \cdot H_f \cdot y^2}{q^2} \quad (3.63)$$

onde g é a aceleração da gravidade (m/s^2), H_f é a perda de carga unitária (m/m), y é a profundidade do escoamento no canal principal (m) e q é a vazão específica ($m^3/s.m$).

Para escoamento uniforme, a perda de carga unitária H_f é igual a declividade do fundo, dada por $\sin \theta$, onde θ corresponde ao ângulo da declividade, sendo que em uma primeira aproximação, o fator de atrito deve ser estimado em aproximadamente 0,2 para canais com declividade menor que 22° .

3.5.2.3 Regime do Tipo *Transition Flow*

Com o aumento da vazão do escoamento no regime *nappe flow* e para uma dada geometria de degrau, o regime de escoamento pode passar a ter uma posição intermediária entre os dois tipos de regime de escoamento sobre vertedor em degrau abordados. Quando isto ocorre, o regime do escoamento é denominado *transition flow*.

Rajaratnam e Chamani (1995) apud USBR (2006) definiram uma zona de ocorrência de regime do tipo *transition flow* que é determinada pela Equação 3.64.

$$\frac{h}{l} = 0,405 \left(\frac{h}{l} \right)^{-0,62} \quad (3.64)$$

O limite superior para o regime *nappe flow* e o inferior para o regime *skimming flow* foram definidos por Yasuda e Ohtsu (1999) apud Sharma; Das; Shukla (2005) e são representados pelas Equações 3.65 e 3.66.

$$\frac{y_c}{h} = \left[\frac{1.4 - \left(\frac{h}{l} \right)^{0.6}}{1.4} \right] \quad (3.65)$$

$$\frac{y_c}{h} = 0.862 \left(\frac{h}{l} \right)^{0.165} \quad (3.66)$$

Os degraus podem ter funcionamento afogado ou livre e esta condição depende do nível de água a jusante. Quando não há perda da capacidade do degrau pela submergência do nível de água de jusante, o escoamento é caracterizado como livre e as características hidráulicas podem ser relacionadas pelo número de queda (D) definido pela Equação 3.67. Os elementos característicos das relações estão representados na Figura 3.54 (CHOW, 1986).

$$D = \frac{q^2}{g \cdot h^3} \quad (3.67)$$

onde q é a vazão por unidade de largura da crista ($\text{m}^3/\text{s.m}$), g é a aceleração da gravidade (m/s^2) e h é a altura do degrau.

Figura 3.54. Variáveis envolvidas no cálculo do número de queda (D) (Adaptado CHOW, 1986)

As funções determinadas a partir do número de queda estão relacionadas nas Equações 3.68 a 3.71.

$$\frac{L_d}{h} = 4,30.D^{0,27} \quad (3.68)$$

$$\frac{y_p}{h} = 1,00.D^{0,22} \quad (3.69)$$

$$\frac{y_1}{h} = 0,54.D^{0,425} \quad (3.70)$$

$$\frac{y_2}{h} = 1,66.D^{0,27} \quad (3.71)$$

onde L_d é o comprimento da queda (m), y_p é a profundidade do escoamento no degrau, y_1 e y_2 correspondem as profundidades conjugadas inicial e final do ressalto hidráulico.

Estudos experimentais realizados por Tozzi (1992) no CEHPAR demonstraram que o início da aeração se desloca para a jusante diante de duas situações, como o aumento da vazão para a mesma altura de degrau e a manutenção da vazão para a diminuição do degrau. Pelos resultados experimentais obtidos dos estudos desenvolvidos por Bayat (1991) apud Tozzi (1992), a perda de energia ao passar pelo vertedor é maior para alturas menores de degraus.

3.5.2.4 Vertedor em degrau com gabião

Para a implantação deste tipo de estrutura são aconselháveis os casos onde haja pouco transporte de material sólido e baixas vazões específicas para que desta forma os materiais que envolvem os gabiões não sejam rompidos e carregados para a jusante no decorrer da passagem do escoamento sobre o mesmo.

A porosidade formada com a acomodação das britas no vertedor em gabião contribui para a percolação do escoamento entre os espaços vazios com velocidade diminuída e consequentemente para a dissipação de energia.

A redução de energia pela utilização de degraus em gabiões foi definido por Peyras et al (1991) apud Tozzi (1992) e sua eficiência se limita a vazão específica de $3 \text{ m}^3/\text{s.m}$ e a vertedores de altura de 5 m e declividade máxima de 1V:1H.

4 Estudo de caso Reservatório Aricanduva V

4.1 Introdução

O reservatório de controle de cheia conhecido como “piscinão” Aricanduva V está localizado na zona leste da cidade de São Paulo, no bairro Cidade Líder, próximo ao shopping Aricanduva, entre a Avenida Aricanduva, Rua Costeira e Rua Fortuna de Minas.

A bacia hidrográfica do rio Aricanduva possui uma área de drenagem de aproximadamente 100 Km², contida inteiramente no município de São Paulo e é considerada a maior bacia paulistana e está localizada na Zona Leste da RMSP e é afluente da margem esquerda do rio Tietê. A Figura 4.1 apresenta a localização das obras nesta bacia.

Figura 4.1 Localização dos reservatórios de controle de cheias na Bacia Hidrográfica do Rio Aricanduva (CANHOLI, 2005)

O reservatório Aricanduva V denominado RAR 5 é do tipo off-line e está localizado no ponto médio inferior da bacia, paralelamente a margem direita do Rio Aricanduva, que é afluente do rio Tietê.

A bacia do Aricanduva tem sido objeto de diversos estudos, em função da gravidade dos problemas de inundação observados todos os anos no período das águas. O diagrama apresentado na Figura 4.2 apresenta a solução proposta pela Prefeitura Municipal de São Paulo para manejo da bacia, composta de reservatórios de retenção e soleiras de controle.

Figura 4.2. Localização do reservatório Aricanduva (RAR 5) no diagrama unifilar da bacia do Rio Aricanduva (CANHOLI, 2005).

As obras de controle de inundações na bacia hidrográfica do córrego Aricanduva foram divididas em 3 fases de implantação. A 1ª fase das obras corresponde as intervenções na parte alta da bacia pela implantação de cinco reservatórios: Aricanduva I, II e III no curso principal

do córrego Aricanduva e dos reservatórios Caguaçu e Limoeiro nos afluentes com o mesmo nome, sendo que todos já foram implantados.

A 2ª fase das obras com tempo de recorrência de 10 anos, corresponde à parte média da bacia compreendida entre a Av. Ragueb Chohfi e a foz do córrego Taboão, totalizando cinco intervenções, entre elas estão a implantação dos reservatórios Rincão, Inhumas, Aricanduva V, alargamento da calha e introdução de soleira de fundo em uma distância de 2000 m entre a foz do córrego Taboão e a Av. dos Latinos, além do alteamento das pontes na Rua Baquiá e na Rua Tumucumaque (CANHOLI, 2005).

A 3ª fase das obras abrange a implantação dos reservatórios Aricanduva IV, Taboão e Machados e ampliação da calha a montante até o final da Av. Aricanduva para o tempo de recorrência equivalente a 25 anos, ou seja, com risco médio anual de 4% de ser superado. Dentre as obras propostas, as que ainda não estão concluídas são as obras correspondentes à 3ª fase.

4.2 Objetivo

O reservatório Aricanduva V é particularmente interessante para este estudo devido ao monitoramento existente em tempo real, que registra o enchimento do reservatório e simultaneamente o nível de água a montante da entrada do vertedor de soleira lateral.

As informações obtidas nos locais de medição em decorrência do evento de cheia foram coletadas e tratadas para a análise do comportamento hidráulico das estruturas de tomada d'água e dissipação de energia.

Neste estudo de caso, inicialmente é feita uma verificação do dimensionamento da estrutura de engolimento, composta por um vertedor lateral, com abordagem dos critérios admitidos. Em seguida, uma retro-análise do comportamento hidráulico do reservatório Aricanduva V, a partir dos dados de eventos de enchimento observados, que permitem a caracterização do funcionamento do conjunto vertedouro-reservatório-bacia de dissipação.

4.3 Características do Reservatório Aricanduva V

O reservatório Aricanduva V é do tipo *off-line*, conforme ilustram as Figuras 4.3 e 4.4, sendo constituído de um vertedor de soleira lateral, implantado na margem direita, para a derivação de parte da vazão do córrego para o interior do reservatório. O vertedor é seguido de degraus para a dissipação de energia do escoamento. Ao final da escada hidráulica existe uma bacia de dissipação dotada de blocos dissipadores.

Figura 4.3. Vista aérea do reservatório Aricanduva V (CANHOLI, 2005)

Há um conjunto de 7 bombas de 400 l/s cada, para o esgotamento do reservatório que ocorre gradativamente em até 12 horas após a passagem da cheia a partir da cota da soleira do vertedor lateral correspondente a cota 735,00 m. A água bombeada é devolvida ao córrego Aricanduva por meio de uma galeria (SIURB, 2002).

O esgotamento do reservatório ocorre primeiramente por gravidade através do refluxo do escoamento do reservatório para o Rio Aricanduva a partir da cota 737,00 m até alcançar a cota 735,00 m, o que corresponde a 23% do volume de reservação. Com o nível de água inferior à cota 735,00 m, o reservatório é esgotado através do bombeamento descrito (SIURB, 2002).

Foi considerado no projeto do reservatório Aricanduva V que, para eventos com tempo de recorrência de 10 anos, o reservatório é cheio em 2 horas aproximadamente a partir do início da precipitação (SIURB, 2002).

Para controle do escoamento, imediatamente a jusante da soleira lateral foi implantada uma soleira de controle transversalmente à calha do Rio Aricanduva, o que contribui para uma diminuição da velocidade e do número de Froude, proporcionando desta forma uma melhor aproximação do escoamento para o interior do reservatório.

4.4 Características Locais

Para reconhecimento e confirmação das características locais, foram realizadas visitas ao local, no período de dezembro/2006 a março/2007. Nestas visitas foram realizados registros fotográficos e a verificação do local apropriado para a instalação do aparelho de medição de

nível d'água na calha do rio a montante da soleira de entrada do reservatório. Na Figura 4.4 são apresentados os detalhamentos do reservatório a partir das visitas no local.

As Figuras 4.5 a 4.14 apresentam as imagens do registro fotográfico realizado nos arredores e no reservatório Aricanduva V.

Figura 4.4. Vista e detalhamento do reservatório Aricanduva V

Figura 4.5. Vista da soleira de engolimento do reservatório

Figura 4.8. Detalhe dos *baffle piers* inseridos próximo ao pé do vertedor em degrau

Figura 4.6. Vertedor em degrau

Figura 4.9. Vista da soleira de controle

Figura 4.7. Pilares para fixação do gradeamento

Figura 4.10. Vista do vertedor, da soleira de controle e da galeria

Figura 4.11. Vista a montante da soleira de engolimento no córrego Aricanduva

Figura 4.13. Vista das grades de proteção das bombas.

Figura 4.12. Vista da galeria de retorno da vazão bombeada

Figura 4.14. Vista geral do vertedor em degrau

Para a verificação das características locais, tomou-se a cota do respaldo da soleira de controle, correspondente a 735,00 m. A cota da soleira lateral encontrada foi de 734,05 m, sendo que a largura da soleira corresponde a 0,594 m e o comprimento total do vertedor é de 36,80 m e com o desconto dos pilares previstos para colocação de grades, de 1 m cada em 8 vãos, o comprimento útil da soleira resulta em 28,80 m.

4.5 Coleta de Dados

Os dados principais para o desenvolvimento das análises são provenientes da Prefeitura de São Paulo e da Hidrostudio Engenharia. As medições de nível d'água foram obtidas através de limnógrafos automáticos instalados.

Do material fornecido constam o Manual de Operação e Manutenção do Reservatório Aricanduva V (RAR-V) elaborado em novembro de 2002, assim como desenhos de projeto em arquivo de plotagem, as informações em tempo real do evento de chuva e as informações referentes à soleira lateral coletadas em campo.

4.5.1 Localização e Características dos aparelhos de medição

O monitoramento dos reservatórios por rede telemétrica representa uma grande contribuição e eficácia para os sistemas de alerta de enchente em áreas urbanas. Sob o ponto de vista científico, obtêm-se importantes informações sobre a resposta hidrológica da bacia e do efeito real do reservatório para os eventos de cheia.

No interior do reservatório do Aricanduva V está instalado um registrador de nível do tipo bóia e contrapeso com precisão de 1 mm, interligado à rede telemétrica do CTH – Centro Tecnológico de Hidráulica – Laboratório de Hidráulica da EPUSP. O nível de água no interior do reservatório pode assim ser transmitido diretamente para o CTH através de um sistema de comunicação por telefonia celular.

O dispositivo de medição de nível é composto por um disco sensor com 20 peças de ferro acoplado a uma bóia que movimenta com a variação de nível de água no reservatório ou rio, conforme apresentado nas Figuras 4.15 a 4.17.

Figura 4.15. Funcionamento do telemímetro no reservatório (SAISP, 2007)

Figura 4.16. Medidor de nível de água no reservatório

Figura 4.17. Rede telemétrica para medição de nível de água no reservatório

Para medição do nível de água na calha do rio Aricanduva, instalou-se especialmente para este estudo um posto a aproximadamente 60 m a montante da soleira do vertedor lateral, sendo a captação da variação do nível d'água feita por um sensor ultrassônico com precisão

de 1 mm. Cada variação no nível de água é captada e transmitida da mesma forma utilizada para o interior do reservatório. O sistema de medição está ilustrado nas Figuras 4.18 e 4.19.

Figura 4.18. Medidor ultrassônico a montante da soleira do medidor

Figura 4.19. Vista interna do medidor ultrassônico

4.5.2 Dimensões e cotas das estruturas

Nas Figuras 4.20 a 4.22 são apresentadas as cotas principais das estruturas para os eventuais cálculos, sendo que as cotas de fundo do reservatório dos dois patamares existentes correspondem a 727,20 m e 728,00 m.

Figura 4.22. Vista em planta do reservatório Aricanduva V (SIURB, 2002)

A cota de fundo do reservatório próximo ao local onde o equipamento de medição está instalado corresponde a 725,70 m, referência para o cálculo do nível de água no reservatório a partir da medição da elevação no mesmo e a cota do aprofundamento da bacia de dissipação corresponde a 726,70 m.

A escadaria hidráulica na entrada do reservatório é composta por 5 degraus, de altura de 1 m e com um comprimento de 2,50 m cada, sendo que no final do pé do último degrau há duas fileiras de *baffle piers* inseridas na bacia de dissipação com o comprimento total de 10,18 m e profundidade de 0,50 m.

Na Tabela 4.1 são apresentados os dados hidrológicos e hidráulicos do reservatório Aricanduva V (SIURB, 2002).

Tabela 4.1. Dados hidrológicos e hidráulicos de projeto do reservatório Aricanduva V

Informações de Projeto	
Tempo de retorno	10 anos
Vazão de pico afluente ao reservatório	165,32 m ³ /s
Vazão derivada para o reservatório	40,10 m ³ /s
Cota da soleira do vertedor lateral	735,00 m
Vazão máxima remanescente no Rio Aricanduva	125,22 m ³ /s
Nível d'água máximo atingido no reservatório	737,00 m
Volume máximo de armazenamento no reservatório	154.600 m ³
Eficiência no engolimento representado pela relação entre a vazão do vertedor e a vazão total a montante do vertedor	24,3 %
Comprimento do vertedor lateral	32 m
Cota do fundo do Rio Aricanduva no trecho	732,0 m

Fonte: (Adaptado SIURB, 2002)

4.6 Análise da Soleira Lateral

4.6.1 Verificação do Dimensionamento para TR 10 anos

O dimensionamento de uma soleira lateral para alimentação de um reservatório de retenção deve levar em conta quatro condicionantes que são: o volume do reservatório, caracterizado pela curva cota-volume; a curva cota-descarga da soleira de controle no canal, definida conjuntamente com a soleira lateral; a cota do nível d'água máximo de projeto estabelecida para a região e finalmente o hidrograma de projeto estabelecido para a bacia naquele ponto.

O período de retorno, assim como o volume disponível para armazenamento do escoamento estão ligados por aspectos econômicos e operacionais específicos desta obra, não sendo objeto de discussão neste estudo.

O princípio de dimensionamento é tal que a soleira deve para o hidrograma de referência (TR 10 anos) ou de projeto, permitir o máximo engolimento de forma a “cortar” o pico do hidrograma. O hidrograma afluente de referência (TR 10 anos) para o reservatório Aricanduva V tem pico de vazão de $165 \text{ m}^3/\text{s}$ e o nível d'água máximo admitido é 737,00m, o que resulta num volume útil da ordem de 184.740 m^3 , como mostram as Figuras 4.23 e 4.24. Desta forma, a capacidade de amortecimento máxima possível corresponde a 57,6% do pico de vazão afluente, correspondente ao emprego de todo o volume disponível no reservatório. Esta condição levaria a uma vazão máxima efluente da ordem de $70 \text{ m}^3/\text{s}$, como ilustra a Figura 4.25.

Observa-se que esta é uma condição apenas teórica, que somente poderia ser alcançada por uma soleira de comprimento de crista infinito e posicionada em uma cota muito próxima de 737,00 m, o que na prática é inviável física e economicamente.

Figura 4.23. Curva cota-volume do reservatório

Figura 4.24. Hidrograma Afluente de Projeto ao canal a montante do vertedor lateral para TR 10 anos (CANHOLI, 2005)

Figura 4.25. Amortecimento máximo possível (teórico) do hidrograma de projeto (TR 10 anos)

Desta forma, a definição das dimensões da soleira lateral ideal para a obra exige a determinação da melhor combinação entre as suas dimensões, as dimensões da soleira de controle, combinadas com a relação cota-volume do reservatório e o hidrograma de referência.

Ressalta-se que as dimensões desejadas são:

- Cota e comprimento da soleira de controle
- Cota e comprimento da soleira de engolimento (lateral)
- Nível d'água máximo atingido pela cheia
- Vazão máxima efluente para jusante

Para a pesquisa destas variáveis emprega-se um modelo de simulação que permita a realização do *routing* da cheia pelas estruturas, como indica a Equação 4.1.

$$\frac{Q_{af}^t + Q_{af}^{t+1}}{2} - \frac{Q_w^t \cdot (NA^t, NA_r^t) + Q_w^{t+1} \cdot (NA^{t+1}, NA_r^{t+1})}{2} = \frac{Q_{ef}^t \cdot (NA_1) + Q_{ef}^{t+1} \cdot (NA_1)}{2} \quad (4.1)$$

onde t e $t + 1$ correspondem aos instantes inicial (conhecido) e final, Q_{af} é a vazão afluyente, Q_{ef} é a vazão efluente, Q_w é a vazão engolida pela soleira lateral, NA_1 corresponde ao nível de água a montante da soleira lateral e NA_r corresponde ao nível de água do reservatório.

Portanto, conforme apresentado na Equação 4.1, a vazão efluente corresponde à diferença entre a vazão afluyente e a vazão engolida pela soleira lateral a cada instante. O cálculo é realizado a partir da discretização do hidrograma afluyente e da computação do balanço de volume em cada intervalo considerado (MARTINS. J, 2005).

A curva cota vazão da soleira de controle neste estudo representada pela Figura 4.27 foi a mesma adotada pela Hidrostudio Engenharia, considerando uma estrutura mista composta por um canal retangular com base na cota 732,40 m e uma soleira espessa a partir da cota 735,00 m, conforme apresentado na Figura 4.26. A curva de descarga resultante é obtida pela composição das duas estruturas.

Figura 4.26. Vista da soleira de controle (SIURB, 2002)

Foram realizadas diversas simulações variando-se a cota da soleira lateral entre 733,50 m a 736,20 m, bem como o comprimento da crista variando entre 15 m e 200 m. Em cada simulação determinou-se a eficiência de amortecimento do hidrograma de projeto (TR 10 anos), computada a partir da relação $Eficiência(\%) = (Q_{Maxaf} - Q_{Maxefl}) / Q_{Maxaf}$.

Para a realização das simulações foi considerada a curva cota volume do reservatório, o hidrograma afluente (TR de 10 anos) e a curva cota vazão da soleira de controle, conforme apresentados nas Figuras. 4.24 e 4.27.

A simulação foi efetuada montando-se o modelo indicado pela Equação 4.1 com o auxílio da planilha eletrônica.

Figura 4.27. Curva cota-vazão da soleira de controle

Para a simulação realizada para as condições projetadas: comprimento de soleira (L) igual a 32 m e cota da soleira de 735,00 m, ilustrada na Figura 4.28, foi determinado o coeficiente de descarga da soleira lateral a partir do número de Froude no canal, a montante da soleira lateral para a vazão máxima de $165 \text{ m}^3/\text{s}$ e largura do canal igual a 15 m, utilizando-se a equação de Jalili e Borghei (1996), que resulta em 0,48, por corresponder ao menor valor encontrado a partir do cálculo das equações experimentais. Este coeficiente é variável com o nível d'água e com a velocidade no canal junto da aproximação à soleira, mas por simplificação será considerado constante.

Na Figura 4.28 pode-se observar o comportamento do nível d'água no canal a montante da soleira lateral e no interior do reservatório. Verifica-se que, ao redor do instante de tempo igual a 2h os mesmos coincidem, o que indica que a partir deste instante, o mesmo deixa de atuar como estrutura *off-line*, retirando volumes do escoamento. O reflexo pode ser observado

na curva que indica o hidrograma efluente pela soleira de controle, onde se nota a súbita elevação da vazão até a mesma se igualar ao hidrograma afluente (TR 10 anos). Nesta situação verifica-se que o sistema propicia um abatimento do pico com uma eficiência de 39,3%, abaixo portanto do valor máximo teórico de 57,6%. A Figura 4.28 permite observar ainda que o reservatório é preenchido em cerca de 1 hora, sendo a vazão máxima engolida aproximadamente $65 \text{ m}^3/\text{s}$. Na prática conclui-se que o reservatório iniciará sua atuação quando a vazão afluente atingir $40 \text{ m}^3/\text{s}$.

Figura 4.28. Simulação de Cheia para TR de 10 anos – Soleira de 32 m e Cota de 735,00 m

Na Figura 4.28, a vazão a montante do vertedor lateral é indicada por Qaf, a vazão efluente ou a jusante do vertedor lateral é indicado por Qef, Qvert é a vazão vertida no reservatório, NA Can corresponde ao nível de água no canal principal e NA res corresponde ao nível de água no reservatório.

A Tabela 4.2 a seguir apresenta os resultados das simulações desenvolvidas para diferentes comprimentos e cotas da soleira, visando a pesquisa da combinação entre estas variáveis que conduza a maior eficiência possível. Estes resultados estão também sintetizados nos gráficos das Figuras 4.29 e 4.30. A eficiência do reservatório foi avaliada a partir da relação entre a vazão vertida e a vazão afluente, na forma $Eficiência(\%) = (Q_{Maxaf} - Q_{Maxefl}) / Q_{Maxaf}$.

Tabela 4.2. Simulações realizadas com o hidrograma de projeto (TR 10 anos)

L Sol (m)	N Sol (m)	NA Can (m)	Qvert (m³/s)	Vol res (m³)	NA res (m)	Qef (m³/s)	Ef (%)
15	733,50	736,02	85,36	155.255	735,97	155,07	4,47
	734,00	736,22	70,57	155.993	736,01	133,39	17,83
	734,40	736,36	58,62	153.242	735,86	103,70	36,11
	735,00	736,54	40,84	125.790	734,34	121,49	25,16
25	733,50	735,59	102,31	147.947	735,57	162,33	1,53
	734,50	736,16	75,98	154.457	735,93	137,48	20,35
	734,90	736,34	61,09	152.642	735,83	101,24	37,63
	735,50	736,56	38,92	95.413	732,70	123,40	23,98
	735,70	736,63	31,92	69.725	731,46	130,40	19,67
30	733,50	735,43	107,12	148.976	735,63	159,85	0,00
	734,00	735,76	99,38	175.644	737,08	141,58	1,53
	734,50	736,06	82,96	154.902	735,95	144,95	10,70
	735,00	736,31	63,64	153.173	735,86	98,68	39,20
	735,50	736,51	43,50	106.852	733,29	118,83	26,80
	736,00	736,70	24,99	44.121	730,061	137,33	15,40
35	733,50	735,29	111,57	151.079	735,74	158,62	0,00
	734,00	735,64	102,83	147.142	735,52	161,09	10,70
	735,10	736,29	64,63	153.264	735,86	97,69	39,82
	735,50	736,47	47,66	116.992	733,85	114,66	29,36
	736,00	736,67	27,58	48.840	730,32	134,75	16,99
40	734,50	735,89	93,35	154.307	735,92	152,96	5,77
	735,00	736,19	73,48	153.497	735,88	123,15	29,75
	735,20	736,29	64,85	152.716	735,83	97,48	39,95
	735,50	736,43	51,46	125.911	734,34	110,86	31,70
	736,00	736,65	29,90	53.106	730,55	132,43	18,42
50	734,50	735,75	99,75	149.721	735,67	158,15	10,44
	735,00	736,09	80,92	155.134	735,97	132,36	18,46
	735,30	736,26	66,44	153.035	735,85	94,66	41,24

L Sol (m)	N Sol (m)	NA Can (m)	Qvert (m³/s)	Vol res (m³)	NA res (m)	Qef (m³/s)	Ef (%)
	735,50	736,37	57,96	140.771	735,17	104,37	35,70
	736,00	736,61	33,87	60.602	730,97	128,45	20,87
70	734,50	735,55	108,44	149.515	735,66	159,54	1,72
	735,00	735,94	90,78	153.837	735,90	145,37	10,44
	735,45	736,23	68,52	153.040	735,85	92,88	42,45
	735,70	736,38	56,61	123.894	734,24	105,71	34,88
	736,00	736,54	40,47	72.352	731,59	121,86	24,93
	734,50	735,37	113,32	145.711	735,45	161,40	0,00
100	735,00	735,78	97,67	151.415	735,76	152,96	5,80
	735,58	736,21	70,53	152.963	735,85	90,87	43,70
	735,80	736,36	59,42	120.266	734,04	102,91	36,60
	736,00	736,47	47,08	84.456	732,17	115,24	29,00
	735,00	735,52	109,08	147.761	735,56	158,15	2,57
200	735,50	735,95	89,36	152.301	735,81	132,36	29,75
	735,60	736,03	82,14	151.752	735,78	114,03	45,40
	736,00	736,35	59,83	104.812	733,18	102,49	36,86
	736,20	736,48	44,94	69.029	731,43	117,38	27,69

Na Tabela 4.2, L Sol, N Sol, NA Can, Qvert, Vres, NA res, Qef e Ef correspondem ao comprimento da soleira, ao nível de água na soleira, ao nível de água no canal, a vazão vertida, ao volume no reservatório, ao nível de água no reservatório, a vazão efluente e a eficiência no abatimento do hidrograma afluente (TR 10 anos) no canal, respectivamente.

Figura 4.29. Eficiência do amortecimento para diferentes comprimentos e cotas da soleira de engolimento

Na Figura 4.29, os valores inseridos na caixa da legenda correspondem ao comprimento da soleira simulado e a mesma figura permite verificar que para cada comprimento de soleira existe uma cota associada que leva à máxima eficiência no amortecimento. Da mesma forma pode-se concluir que a máxima eficiência possível somente será alcançada para comprimentos de soleira maiores e cotas mais elevadas que as simuladas. A Figura 4.30 a seguir, representa a relação entre a cota da soleira e os níveis d'água máximos no reservatório na condição de eficiência máxima. Verifica-se claramente que a eficiência tem variação menos significativa na medida em que se aumenta o comprimento e a cota da soleira. De fato, o nível d'água máximo no reservatório passa a ter variação insignificante se consideradas soleiras com comprimento superiores a 45 m, tornando-se a curva praticamente plana a partir deste valor. Na verdade, sendo este um item de custo significativo das obras, o comprimento ideal deve-se situar abaixo dos 45m.

A opção original da Hidrostudio Engenharia, adotando soleira na cota 735,00 m e comprimento de 32 m parece portanto, bastante apropriada, resultando numa eficiência da ordem de 39%, conforme pode se observar na Figura 4.30.

Figura 4. 30. Níveis d'água máximos no reservatório – Cota e Comprimento da soleira lateral

Considerando-se agora a alteração efetuada durante a obra, que rebaixou a soleira para a cota 734,05 m e a redução do comprimento útil para 28,80 m, observou-se inicialmente uma variação no coeficiente de descarga de referência, que passa a ser aproximadamente 0,47.

A simulação da cheia de referência para as novas condições é indicada na Figura 4.31. As novas condições alteraram completamente o funcionamento hidráulico do conjunto, fazendo com que a eficiência, quando analisada sob a ótica da vazão correspondente a 10 anos de período de recorrência, seja reduzida para 8,6%.

Figura 4.31. Simulação de Cheia para TR de 10 anos Soleira de 28,80 m e Cota 734,05m

Este resultado permite diversas interpretações, todas diretamente relacionadas aos objetivos da obra e aos critérios de dimensionamento hidráulico. O rebaixamento permitiu com que o reservatório passasse a atuar a partir de vazões afluentes iguais ou superiores a $20\text{m}^3/\text{s}$, portanto pode-se dizer que o reservatório será solicitado com mais frequência, apresentando valores mais elevados de eficiência quando da ocorrência de eventos hidrológicos de menor tempo de retorno.

A alteração efetuada durante a obra é apropriada se for considerado que o reservatório Aricanduva V faz parte de um conjunto de obras ainda não totalmente implantado (Figura 4.2), e cuja seqüência e ritmo de implantação dependem de diversos fatores, entre eles a obtenção de recursos públicos, liberação de áreas, interferências com tráfego e etc. Desta forma, pode ter sido interessante a alteração das condições de projeto para que o mesmo possa

operar de forma mais eficiente enquanto, por exemplo, não é feita a ampliação da calha a jusante.

4.6.2 Análise de Eventos de Enchimento do Reservatório

Os eventos de cheia ocorridos em 29/01/2006, 24/03/2006, 29/11/2006, 4/12/2006, 6/12/2006 e 27/04/2007 puderam ser monitorados pela instrumentação descrita no item 4.5.1.

Em todos estes eventos observou-se o enchimento do reservatório e no evento de 27/04/2007 foram observados simultaneamente os níveis no canal e no interior do reservatório para análise hidráulica do vertedor lateral. A Figura 4.32 exemplifica os eventos juntamente com as vazões engolidas pelo reservatório ao longo do tempo. As vazões foram determinadas a partir da variação de volume de água no reservatório no intervalo de tempo entre dois registros de nível, que é de 10 min. Cada valor calculado, portanto, corresponde a vazão média no intervalo de tempo considerado.

Figura 4.32. Hidrograma de entrada no reservatório para os eventos de chuva ocorridos nos dias 29/01/2006, 24/03/2006, 29/11/2006, 04/12/2006, 05/12/2006 e 27/04/2007.

As Figuras 4.33 e 4.34 apresentam a variação do nível d'água no reservatório e as vazões atingidas durante os eventos monitorados, juntamente com a estimativa dos níveis e vazões obtidas da simulação da cheia de projeto, correspondente ao período de retorno de 10 anos. Para possibilitar a comparação, o início dos eventos foi sincronizado.

Figura 4.33 Comparação entre os eventos observados e a cheia de projeto TR 10 anos

Figura 4.34 Comparação das vazões vertidas para o interior do reservatório nos eventos observados.

Os gráficos representados pelas Figuras 4.33 e 4.34 mostram que nos 6 eventos observados numa estação típica de cheia, o reservatório foi praticamente preenchido em 4 deles, situação esta previsível devido ao rebaixamento da soleira de engolimento em relação à situação originalmente projetada.

Na Figura 4.34 foram plotadas também a situação de projeto, considerada para L de 32,0 m e cota da soleira de 735,00 m e a situação alterada durante a obra para o mesmo TR de 10 anos, com rebaixamento da cota da soleira para 734,05 m e L de 28,80 m.

As vazões vertidas para o interior do reservatório atingiram valores entre 30 m³/s e 60 m³/s, próximos da vazão para a situação de projeto corresponde a 65 m³/s, o que indica que praticamente ocorreu o tempo de retorno em 4 eventos observados.

Para a situação alterada durante a obra, observa-se um aumento da vazão vertida para o reservatório de 65 m³/s para 96 m³/s devido ao rebaixamento da cota da soleira. Com o rebaixamento da soleira ocasiona aumento da vazão de engolimento e diminuição do amortecimento da vazão afluyente, pois o enchimento do reservatório ocorre em um intervalo de tempo menor que o de projeto.

4.6.3 Retro-análise do Evento de Chuva ocorrido no dia 27/04/2007

A partir dos dados resultantes do monitoramento simultâneo do nível de água a montante da soleira e da elevação do nível de água no reservatório para o evento de chuva ocorrido dia 27/04/2007 foi possível determinar as condições de funcionamento e identificar os coeficientes de vazão reais associados ao engolimento do escoamento pela soleira lateral,

assim como comparar os valores encontrados com os resultantes das equações propostas por Borghei et al (1999), Jalili e Borghei (1996), Subramanya e Awasthy (1972), Ranga Raju (1979) e pela equação resultante do ajustamento proposto, conforme Equação 4.2, além de se verificar a dissipação de energia no vertedor em degrau e por ressalto hidráulico.

$$C_d = 7,53.FR_L^a \left(\frac{p}{y_1} \right)^b \left(\frac{h}{p} \right)^c \left(\frac{p}{L} \right)^d \left(\frac{H}{p} \right)^e \quad (4.2)$$

Nesta retro-análise procurou-se determinar o coeficiente de descarga da soleira em função das vazões reais, determinadas a partir da variação do nível d'água no interior do reservatório.

Para o cálculo direto do coeficiente de descarga considerou-se a equação geral dos vertedores (Equação 4.3) dos dados referentes da diferença entre o nível de água no canal a montante da soleira e da crista da mesma e da vazão correspondente a entrada no reservatório a partir do cálculo da variação do volume pelo tempo.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot B \cdot H^{1,5} \quad (4.3)$$

Para determinação dos coeficientes de descarga durante o evento foram computadas as vazões a partir da Equação 4.3, ajustando-se os níveis d'água observados no reservatório aos calculados pela curva cota-volume indicada na Figura 4.23.

O ajuste dos coeficientes de descarga foi obtido com o auxílio da função 'Solver' disponível no aplicativo de planilha eletrônica 'MSEExcel', minimizando-se os erros quadráticos entre os níveis observados e calculados no reservatório, como se observa na Figura 4.35. Para esta

análise foi empregado apenas o intervalo considerado correspondente ao enchimento do reservatório ocorrido entre 7:10 h e 9:20 h deste mesmo dia.

A Tabela 4.3 apresenta as informações referentes ao nível de água determinado pelo cálculo do volume no reservatório, indicado por (1) e pela elevação de água, indicado por (2) para o intervalo de tempo considerado.

Tabela 4.3. Resultado do cálculo dos coeficientes de descarga a partir do ajustamento dos níveis de água do reservatório.

Hora	T(s)	NA can (m)	C_d	Q (m ³ /s)	Vol (m ³)	NA res (1) (m)	Nares (2) (m)	p/y_1
7:10	600	734,29	0,48	4,80	1.440	727,36	727,48	0,90
7:20	1200	734,62	0,50	18,30	8.370	728,02	728,13	0,78
7:30	1800	734,84	0,52	31,05	23.175	728,90	729,15	0,72
7:40	2400	734,83	0,50	29,29	41.280	729,90	730,25	0,72
7:50	3000	734,79	0,44	23,82	57.213	730,78	731,21	0,73
8:00	3600	734,75	0,42	20,92	70.636	731,50	731,60	0,75
8:10	4200	734,67	0,40	16,61	81.893	732,04	731,90	0,77
8:20	4800	734,61	0,38	13,54	90.938	732,48	732,57	0,79
8:30	5400	734,58	0,36	11,81	98.544	732,85	732,94	0,79
8:40	6000	734,51	0,30	7,96	104.477	733,15	733,05	0,82
8:50	6600	734,48	0,26	6,23	108.735	733,39	733,21	0,83
9:00	7200	734,46	0,22	4,91	112.079	733,58	733,4	0,83
9:10	7800	734,44	0,21	4,35	114.857	733,73	733,61	0,84
9:20	8400	734,43	0,20	3,98	117.358	733,87	733,86	0,84

Na Tabela 4.3, NA can, C_d , Q, Vol, NA res e p/y_1 correspondem ao nível de água no canal principal, ao coeficiente de descarga, a vazão de engolimento, ao volume do reservatório, ao nível de água no reservatório e a relação entre a altura da soleira do vertedor e a profundidade do escoamento a montante da soleira lateral, respectivamente.

Figura 4.35 Simulação resultante do melhor ajuste entre os níveis de água calculados e observados no reservatório.

Os coeficientes de descarga resultantes foram então comparados com as equações experimentais propostas pelos pesquisadores Borghei et al (1999), Jalili e Borghei (1996), Subramanya e Awasthy (1972), Ranga Raju (1979) e pela equação resultante do ajustamento proposto.

A curva cota vazão da soleira de controle foi calculada para a determinação do número de Froude no canal, admitindo-se um coeficiente de descarga correspondente a 0,36 e comprimento de soleira de 5 m, uma vez que o nível de água no canal para o evento do dia 27/04/2007 não ultrapassa a cota de 735,00 m, correspondente a cota da crista de projeto, conforme Figura 4.27. A vazão afluente resultou da somatória da vazão na soleira de controle e da vazão vertida.

Desta forma, determinou-se o número de Froude para cada vazão afluente e para cada nível de água no canal a montante do vertedor lateral correspondente, conforme apresentado na Tabela 4.4.

Para o evento de chuva ocorrido no dia 27/04/2007, a partir das informações resultantes do monitoramento, foi obtido um amortecimento de 50% da vazão máxima afluente, com engolimento de aproximadamente 31,1 m³/s para uma vazão máxima afluente de 61,3 m³/s, conforme Tabela 4.4.

Tabela 4.4. Vazão afluente e número de Froude no canal para cada NA a montante da soleira

Ponto	NA canal (m)	Vazão Efluente (m ³ /s)	Vazão Afluente (m ³ /s)	Área Sec Transversal (m ²)	No. de Froude	p/y ₁
1	733,52	9,40	9,40	24,75	0,11	0,90
2	734,29	20,60	25,40	39,93	0,15	0,78
3	734,62	26,23	44,53	46,98	0,21	0,72
4	734,84	30,22	61,27	51,86	0,25	0,72
5	734,83	30,03	59,33	51,63	0,24	0,73
6	734,79	29,30	53,12	50,74	0,22	0,75
7	734,75	28,56	49,48	49,84	0,21	0,77
8	734,67	27,12	43,72	48,07	0,20	0,79
9	734,61	26,05	39,59	46,76	0,18	0,79
10	734,58	25,52	37,33	46,10	0,18	0,82
11	734,51	24,30	32,26	44,59	0,16	0,83
12	734,48	23,78	30,02	43,95	0,15	0,83
13	734,46	23,44	28,35	43,52	0,15	0,84
14	734,44	23,10	27,45	43,09	0,14	0,84

A cota e o comprimento da soleira correspondem a 734,05 m e 28,80 m, a altura da soleira corresponde a 2,05 m (734,05m – 732,00m). Nas Figuras 4.36 a 4.40 são apresentadas as curvas comparativas entre os valores observados em campo e os calculados a partir das relações experimentais dos pesquisadores relacionados.

Figura 4.36. Comparação entre os coeficientes de descarga observados e calculados através da expressão de Borghei et al. (1999)

Figura 4.37. Comparação entre os coeficientes de descarga observados e calculados através da expressão de Jalili e Borghei (1996)

Figura 4.38: Comparação entre os coeficientes de descarga observados e calculados através da expressão de Subramanya e Awasthy (1972)

Figura 4.39. Comparação entre os coeficientes de descarga observados e calculados pelo ajustamento proposto

Figura 4.40. Comparação entre os coeficientes de descarga observados e calculados através da expressão de Ranga Raju (1979)

Os pontos indicados como observados correspondem aos valores reais determinados a partir do ajuste dos níveis de água no reservatório, como exposto.

Os coeficientes de descarga calculados pela equação do ajustamento proposto obtiveram uma excelente representatividade e correlação com os coeficientes de descarga reais, conforme Figura 4.39, principalmente em relação aos baixos números de Froude, quando comparados aos pesquisadores aqui estudados, que obtiveram uma correlação melhor para números de Froude mais altos. De acordo com a equação proposta, a correlação foi excelente em todo o intervalo de número de Froude estudado. Isto implica que a utilização da Equação 4.2 de acordo com as relações consideradas, apresenta uma realidade mais condizente com a situação observada, frente aos outros valores.

Os pontos iniciais plotados, representados pelos coeficientes de descarga calculados pelas vazões iniciais, se apresentaram mais dispersos em relação aos demais, o que possibilita

interpretar que há uma maior sensibilidade do coeficiente de descarga no momento inicial do engolimento da vazão pelo vertedor.

Estes resultados, embora fundamentados em apenas um evento observado permitem constatar a sensibilidade às condições locais do funcionamento das soleiras laterais. Na realidade pode-se concluir que nas canalizações de drenagem, onde é comum a ocorrência de assoreamento, crescimento da vegetação, acúmulo de resíduos sólidos e outras interferências no escoamento, os coeficientes de descarga estimados a partir de relações experimentais podem estar superestimados.

Outra interferência se deve à soleira de controle que pode alterar as condições de aproximação do escoamento na soleira lateral quando posicionada próxima à mesma. Para diminuir esta interferência, a soleira de controle pode ser posicionada mais a jusante ou até mesmo utilizar um alargamento no próprio canal em frente à soleira de engolimento. No reservatório Aricanduva V, a abertura na soleira de controle para escoamento de vazões mais baixas poderia estar posicionada do lado oposto. Mas, mesmo diante destas alternativas, há a necessidade do monitoramento mais detalhado para o aumento da sensibilidade destas interferências.

As vazões escoadas através da soleira foram comparadas com as descargas calculadas através de um modelo matemático que permite o cálculo da linha d'água ao longo da soleira lateral, que define as vazões vertidas pela soleira (MARTINS. J, 2005). A variação da vazão de engolimento pela variação do comprimento da soleira (q_w) é representada pela Equação 4.4.

$$q_w = \frac{dQ_w}{dx} = -\frac{2}{3} \cdot C_d \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot (E - p)^{1,5} \quad (4.4)$$

onde C_d é o coeficiente de descarga, E é a energia específica (m) e p é a altura da soleira (m).

A partir da integração numérica da equação de energia proposta por Chow (1986) apud Martins, J (2005), com a introdução da equação da quantidade de movimento, parte-se da Equação 4.5 para o cálculo do modelo numérico.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta Q^2}{A} \right) + g.A. \frac{\partial y}{\partial x} + g.A.S_f = 0 \quad (4.5)$$

onde A é a área da seção transversal, β é o coeficiente de quantidade de movimento e S_f é a declividade de linha de energia. A expressão S_f pode ser calculada a partir da equação de Chézy como apresentado na Equação 4.6.

$$S_f = \frac{Q^2}{C^2 . A^2 . Rh} \quad (4.6)$$

onde Rh é o raio hidráulico (m).

Assim sendo, a Equação 4.5 desenvolvida passa a ser representada pela Equação 4.7.

$$\frac{Q^2}{A} \cdot \frac{\partial \beta}{\partial x} + 2\beta \cdot \frac{Q}{A} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot g.A.(1 - \beta Fr_1^2) \cdot \frac{\partial y}{\partial x} - \beta \cdot \frac{Q^2}{A^2} \cdot \frac{\partial A}{\partial x} \int_{y=const} + g.A.S_f = 0 \quad (4.7)$$

Para o cálculo da Equação 4.6 é necessário a discretização espacial das variáveis envolvidas pelo cálculo do escoamento, representado pela Equação 4.8, utilizado para qualquer condição de escoamento, sendo que os coeficientes são estimados pela Equação 4.9, admitindo-se que a declividade do fundo é constante e a aproximação do canal é retangular (MARTINS. J, 2005).

$$D_i y_{i+1} + B_i y_i = E_i \quad (4.8)$$

$$\beta = 1$$

$$(\partial A / \partial x) \int_{y=const} = S_0$$

$$D_i = -B_i = \frac{g \cdot \bar{A}}{\Delta x} \left(1 - \overline{Fr}_1^2 \right)$$

$$E_i = 2 \cdot \frac{\bar{Q}}{A} \left(-\frac{2}{3} \cdot \bar{C}_d \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot (\bar{E}_e - p)^{1.5} \right) + g \cdot \bar{A} \cdot S_o - g \cdot \bar{A} \cdot \bar{S}_f \quad (4.9)$$

O número de Froude (FR_1) é considerado logo a montante da soleira lateral e o y é a média da profundidade tomada a frente da soleira (m).

Resultaram como dados de saída da planilha eletrônica do cálculo da linha d'água, o coeficiente de descarga (C_{wm}) calculado a partir da cota de início da simulação correspondente as proximidades com a soleira de controle, representado pela distância de 60 m a partir do medidor instalado no canal e pela equação proposta por Borghei et al (1999), (C_e Naref) calculado a partir da profundidade do escoamento, ou seja, pela diferença entre o nível de água obtido no medidor e a cota de fundo do canal, na mesma localidade onde se encontra o medidor, ($C_{w \text{ inic}}$) calculado imediatamente a montante da soleira lateral, correspondente a distância de 28,58 m a partir do medidor, (C_{whm}) calculado pela

profundidade obtida da simulação de linha d'água na mesma localidade onde está instalado o medidor.

A simulação de linha d'água tem como partida a profundidade do escoamento na distância de 60 m em relação ao medidor e se desenvolve até a localidade do medidor, conforme determinado para a análise específica. Desta forma, os valores são determinados pela imposição de uma profundidade do escoamento de partida até alcançar a profundidade d'água calculada no medidor.

A simulação foi realizada com o intuito de verificar se os coeficientes de descarga calculados a partir da declividade da linha d'água estavam de acordo com os obtidos pela retro-análise. A vazão efluente máxima considerada para a simulação corresponde a 30,22 m³/s, com coeficiente de Manning adotado de 0,025 e declividade de 0,0005 m/m. A Figura 4.41 apresenta a simulação realizada.

Simulação: Vazão no canal: 61,27 m³/s, NA no canal: 734,84 m, Vazão vertida (retro-análise): 31,05 m³/s, Vazão efluente: 30,22 m³/s e C_d (retro-análise): 0,52.

Resultado da simulação: C_{whm} : 0,59, C_{wm} : 0,52, C_e Naref: 0,52, C_w inic: 0,59, Vazão Vertida: 33,98 m³/s.

Figura 4.41. Apresentação dos resultados da simulação

Na simulação, a diferença entre a vazão vertida determinada pela retro-análise e pela simulação de linha d'água foi de $2,93 \text{ m}^3/\text{s}$ e os coeficientes de descarga resultantes da simulação se aproximaram do coeficiente de 0,52 determinado pela retro-análise.

Na Figuras 4.41, p/y indica a relação entre a altura da soleira e a profundidade do escoamento a montante, enquanto que a relação Q_w/Q indica quanto foi vertido em relação a vazão total do canal e L/b indica a relação entre o comprimento da soleira lateral e a largura do canal.

4.6.4 Cálculo da dissipação de energia

Para a análise do desempenho da dissipação de energia no sistema composto por escada hidráulica ou vertedor em degrau e ressalto hidráulico foi considerada a curva cota vazão do vertedor, estabelecida a partir das vazões vertidas no evento do dia 27/04/2007, como ilustra a Figura 4.42. Desta forma, para os eventos dos dias 29/01/2006, 24/03/2006, 29/11/2006,

04/12/2006 e 06/12/2006, o nível de água no canal foi inferido a partir desta curva, uma vez que os mesmos não puderam ser observados em campo.

Curva cota x vazão da soleira de engolimento

Figura 4.42. Curva cota vazão da soleira de engolimento estabelecida na retro-análise do dia 27/04/2007

A análise da dissipação de energia no escoamento pelo paramento em degrau consiste primeiramente da verificação do tipo de regime que rege o escoamento ao transpor os degraus, caracterizando-os como tipo *nappe flow*, *transition flow* ou *skimming flow*. Detalhes a respeito podem ser consultados no item 3.5.2 deste trabalho.

Para o cálculo da dissipação de energia no paramento em degrau, foram considerados a altura do degrau igual a 1 m e comprimento igual a 2,50 m. Os valores resultantes do cálculo dos parâmetros para a determinação do regime são apresentadas na Tabela 4.5.

Tabela 4.5. Valores correspondes aos tipos de regime

regime	h/l	parâmetro	valor
<i>skimming flow</i>	0,19	$y_c/h =$	0,87
limite inferior para o <i>skimming flow</i>	0,86	$y_c/h =$	0,74
<i>transition flow</i>	1,76	$h/l =$	0,71
limite superior para o <i>nappe flow</i>	0,58	$y_c/h =$	0,59
<i>nappe flow</i>	3,22	$y_c/h \leq$	0,29

Verificou-se que o regime do tipo *nappe flow* caracterizou-se em praticamente todos os eventos ocorridos, com exceção da vazão de 61,51 m³/s correspondente a vazão máxima ocorrida no dia 29/11/2006, conforme apresentado na Tabela 4.6.

Tabela 4.6. Parâmetros para a análise da dissipação de energia em vertedor em degrau

Dia	hora	NA reservat. (m)	Q vertida (m ³ /s)	NA na soleira(m)	V (m/s)	q (m ³ /s.m)	y _c (m)	y _c /h
29/1/2006	11:00	727,55	5,18	734,39	11,59	0,18	0,15	0,149
29/1/2006	11:10	728,36	18,16	734,67	11,12	0,63	0,34	0,343
29/1/2006	11:20	729,66	38,05	734,92	10,16	1,32	0,56	0,562
29/1/2006	11:30	731,11	43,92	734,99	8,72	1,52	0,62	0,619
29/1/2006	11:40	732,53	47,82	735,02	6,99	1,66	0,66	0,655
24/3/2006	19:50	727,66	3,40	734,33	11,44	0,12	0,11	0,112
24/3/2006	20:00	728,72	26,69	734,79	10,92	0,93	0,44	0,444
24/3/2006	20:10	730,44	51,52	735,05	9,51	1,79	0,69	0,688
24/3/2006	20:20	732,19	56,36	735,08	7,53	1,96	0,73	0,731
29/11/2006	15:10	729,48	4,85	734,38	9,81	0,17	0,14	0,142
29/11/2006	15:20	729,64	41,19	734,96	10,21	1,43	0,59	0,593
29/11/2006	15:30	731,00	61,51	735,12	8,99	2,14	0,77	0,775
4/12/2006	15:50	727,15	6,66	734,44	11,96	0,23	0,18	0,176
4/12/2006	16:00	727,65	34,17	734,88	11,91	1,19	0,52	0,524
4/12/2006	16:10	728,98	39,63	734,94	10,81	1,38	0,58	0,578
4/12/2006	16:20	730,29	40,53	734,95	9,56	1,41	0,59	0,587

Dia	hora	NA reservat. (m)	Q vertida (m³/s)	NA na soleira(m)	V (m/s)	q (m³/s.m)	y _c (m)	y _c /h
4/12/2006	16:30	731,60	54,97	735,07	8,25	1,91	0,72	0,719
6/12/2006	20:10	727,70	4,29	734,36	11,43	0,15	0,13	0,131
6/12/2006	20:20	728,95	32,59	734,86	10,77	1,13	0,51	0,507
6/12/2006	20:30	730,37	42,90	734,98	9,51	1,49	0,61	0,609
27/4/2007	07:10	727,48	4,80	734,29	11,56	0,17	0,14	0,141
27/4/2007	07:20	728,13	18,30	734,62	11,28	0,64	0,35	0,345
27/4/2007	07:30	729,15	31,05	734,84	10,57	1,08	0,49	0,491

A dissipação de energia (ΔE) para o regime do tipo *nappe flow* foi calculada de acordo com a Equação 4.10 e Equação 4.11 para o regime do tipo *skimming flow*. Os resultados estão representados na Tabela 4.7.

$$\frac{\Delta E}{E} = \frac{\left\{ (1-A)^N \left[1 + 1,5 \cdot \left(\frac{y_c}{h} \right) \right] + \sum_{i=1}^{N-1} (1-A)^i \right\}}{N + 1,5 \cdot \left(\frac{y_c}{h} \right)} \quad (4.10)$$

onde:

$$A = \left[0,30 - 0,35 \cdot \left(\frac{h}{l} \right) \right] - \left[0,54 - 0,27 \cdot \left(\frac{h}{l} \right) \right] \cdot \log \left(\frac{y_c}{h} \right)$$

onde N é o número de degraus, y_c é a profundidade crítica, h é altura do degrau e l é o comprimento do degrau.

$$\frac{\Delta H}{H_{\max}} = 1 - \frac{\left(\frac{f}{8 \cdot \sin \theta} \right)^{1/3} \cdot \cos \alpha + \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{f}{8 \cdot \sin \theta} \right)^{-2/3}}{\frac{3}{2} + \frac{H_{\text{dam}}}{y_c}} \quad (4.11)$$

onde ΔH é a perda de energia, $H_{\max}$ é a carga máxima de energia dada pelo desnível entre o nível de água sobre a soleira e o nível de água a jusante do vertedor, f é o fator de atrito da fórmula universal de perda de carga da equação de *Darcy-Weisbach*, θ é o ângulo que representa a declividade da calha, H_d é a carga de projeto que corresponde a carga de água sobre a soleira, H_{dam} (m) correspondente a diferença entre a cota da crista do vertedor e o pé do mesmo.

Tabela 4.7. Cálculo da dissipação de energia no vertedor em degrau

Data	hora	Q vertida (m ³ /s)	desnível (m)	V (m/s)	y _c (m)	$\Delta E / E$ (%)
29/01/2006	11:00	5,18	6,84	11,59	0,15	18
29/01/2006	11:10	18,16	6,31	11,12	0,34	32
29/01/2006	11:20	38,05	5,26	10,16	0,56	44
29/01/2006	11:30	43,92	3,88	8,72	0,62	47
29/01/2006	11:40	47,82	2,49	6,99	0,66	49
24/03/2006	19:50	3,40	6,67	11,44	0,11	15
24/03/2006	20:00	26,69	6,07	10,92	0,44	38
24/03/2006	20:10	51,52	4,61	9,51	0,69	51
24/03/2006	20:20	56,36	2,89	7,53	0,73	53
29/11/2006	15:10	4,85	4,90	9,81	0,14	17
29/11/2006	15:20	41,19	5,32	10,21	0,59	46
29/11/2006	15:30	61,51	4,12	8,99	0,77	74
04/12/2006	15:50	6,66	7,29	11,96	0,18	20
04/12/2006	16:00	34,17	7,23	11,91	0,52	42
04/12/2006	16:10	39,63	5,96	10,81	0,58	45
04/12/2006	16:20	40,53	4,66	9,56	0,59	46
04/12/2006	16:30	54,97	3,47	8,25	0,72	52
06/12/2006	20:10	4,29	6,66	11,43	0,13	16
06/12/2006	20:20	32,59	5,91	10,77	0,51	41
06/12/2006	20:30	42,90	4,61	9,51	0,61	47
27/04/2007	07:10	4,80	6,81	11,56	0,14	17
27/04/2007	07:20	18,30	6,49	11,28	0,35	32
27/04/2007	07:30	31,05	5,69	10,57	0,49	41

A maior dissipação de energia ocorreu para a vazão máxima em todos os eventos, no intervalo entre 41% a 74%. Isto é decorrente da elevação do nível de água no reservatório que forma um “colchão d’água” capaz de amortecer a vazão vertida pela soleira. Portanto, a dissipação de energia aumenta à medida que o desnível entre o nível de água sobre a soleira e o nível de água no reservatório diminui.

Na Tabela 4.8, as profundidades conjugadas inicial (y_1) e final (y_2) foram calculadas a partir do número de queda (D) até o nível de água no reservatório ser inferior a 728,00 m, pois esta cota corresponde ao último patamar do último degrau. Acima desta cota ocorre a submergência do degrau e a proposição do cálculo a partir do número de queda não é válida.

Tabela 4.8. Cálculo das profundidades conjugadas inicial (y_1) e final (y_2)

Data	hora	Q vertida (m ³ /s)	V (m/s)	y_1 (m)	FR ₁	y_2 (m)
29/1/2006	11:00	5,18	10,50	0,05	15,36	1,01
29/1/2006	11:10	18,16	9,18	0,10	9,51	1,23
29/1/2006	11:20	38,05	7,57	0,25	4,82	1,59
29/1/2006	11:30	43,92	6,33	0,37	3,33	1,56
29/1/2006	11:40	47,82	4,98	0,67	1,94	1,54
24/3/2006	19:50	3,40	10,57	0,03	18,50	0,85
24/3/2006	20:00	26,69	8,60	0,15	7,07	1,44
24/3/2006	20:10	51,52	6,66	0,41	3,33	1,73
24/3/2006	20:20	56,36	5,16	0,86	1,78	1,77
29/11/2006	15:10	4,85	8,91	0,03	17,32	0,65
29/11/2006	15:20	41,19	7,50	0,27	4,61	1,63
29/11/2006	15:30	61,51	5,04	0,36	2,46	1,08
4/12/2006	15:50	6,66	10,68	0,06	14,06	1,14
4/12/2006	16:00	34,17	9,04	0,24	5,94	1,87
4/12/2006	16:10	39,63	8,00	0,25	5,15	1,67
4/12/2006	16:20	40,53	7,05	0,29	4,16	1,58
4/12/2006	16:30	54,97	5,69	0,57	2,40	1,68

Data	hora	Q vertida (m ³ /s)	V (m/s)	y ₁ (m)	FR ₁	Y ₂ (m)
6/12/2006	20:10	4,29	10,45	0,04	16,57	0,93
6/12/2006	20:20	32,59	8,24	0,20	5,96	1,55
6/12/2006	20:30	42,90	6,93	0,32	3,93	1,61
27/4/2007	07:10	4,80	10,51	0,04	15,89	0,98
27/4/2007	07:20	18,30	9,31	0,09	9,91	1,22
27/4/2007	07:30	31,05	8,15	0,18	6,13	1,47

Determinou-se também a dissipação de energia no ressalto hidráulico pela diferença entre a energia residual no pé do vertedor e a energia a jusante do ressalto hidráulico, conforme Tabela 4.9. O comprimento do ressalto, assim como o comprimento das bacias de dissipação correspondentes as bacias Tipo II ($FR_1 > 4,0$) e Tipo III ($FR_1 > 4,5$) foram calculados e verificou-se o aprofundamento necessário da bacia pela diferença entre o y_2 de jusante e o y_2 requerido.

Tabela 4.9. Cálculo da dissipação de energia e do comprimento da bacia.

Data	hora	FR ₁	Aprofunda mento da bacia (m)	($\Delta E / E$) (%)	Comprimen to ressalto (m)	Bacia Tipo II - L (m)	Bacia Tipo III - L (m)
29/1/2006	11:00	15,36	-0,66	67	6,64	4,45	2,66
29/1/2006	11:10	9,51		70			
29/1/2006	11:20	4,82		49			
29/1/2006	11:30	3,33		34			
29/1/2006	11:40	1,94		19			
24/3/2006	19:50	18,50	-0,39	61	5,67	3,80	2,27
24/3/2006	20:00	7,07		62			
24/3/2006	20:10	3,33		34			
24/3/2006	20:20	1,78		19			
29/11/2006	15:10	17,32		25			
29/11/2006	15:20	4,61		47			
29/11/2006	15:30	2,09		21			

4/12/2006	15:50	14,06	-1,19	69	7,47	5,00	2,98
Data	hora	FR ₁	Aprofundamento da bacia (m)	($\Delta E / E$) (%)	Comprimento ressalto (m)	Bacia Tipo II - L (m)	Bacia Tipo III - L (m)
4/12/2006	16:00	5,94	-1,42	56	11,28	7,55	4,51
4/12/2006	16:10	5,15		51			
4/12/2006	16:20	4,16		43			
4/12/2006	16:30	2,40		24			
6/12/2006	20:10	16,57	-0,43	65	6,14	4,11	2,46
6/12/2006	20:20	5,96		56			
6/12/2006	20:30	3,93		41			
27/4/2007	07:10	15,89	-0,70	66	6,46	4,32	2,58
27/4/2007	07:20	9,91	-0,29	71	7,77	5,20	3,11
27/4/2007	07:30	6,13		57			

Nos eventos de chuvas relacionados na Tabela 4.9 verificou-se que a máxima dissipação de energia pelo ressalto hidráulico ocorre antes da vazão máxima, o que indica que o efeito do ressalto hidráulico na dissipação de energia ocorre até certo ponto, onde passa a atuar o amortecimento do reservatório pelo “colchão d’água” formado.

O aprofundamento da bacia é necessário apenas para as vazões iniciais, onde não há a formação de um volume capaz de amortecer a vazão vertida. Assim, o comprimento e o aprofundamento da bacia contribuem para assegurar uma dissipação apropriada nos primeiros intervalos de tempo e para as vazões iniciais apenas. Após algum tempo, tanto o aprofundamento como o comprimento da bacia não são mais necessários, contribuindo apenas para aumentar a retenção de detritos e sedimentos no reservatório.

Nas vazões iniciais verificou-se a ocorrência do número de Froude no intervalo entre 14,06 a 18,50, portanto valores acima do que se convencionou chamar de baixo número de Froude, (entre 2,5 e 5,0) verificando-se existência de uma capacidade erosiva nos primeiros momentos

do enchimento do reservatório. Desta forma, a questão da dissipação de energia não pode ser considerada como de menor importância nos reservatórios de controle de cheias.

Para os eventos ocorridos nos dias 24/03/2006 e 06/12/2006, dentre os seis eventos observados, o aprofundamento da bacia adotado em projeto mostrou-se adequado (0,50 m). Para os demais eventos haveria a necessidade de um rebaixamento ligeiramente maior. A estimativa realizada com as vazões observadas indica que o comprimento da bacia é superior ao necessário para a contenção do ressalto, especialmente quando se considera a presença de blocos dissipadores (*baffle piers*). Entretanto, não se pode concluir que a mesma poderia ser encurtada, pois não se pode descartar a ocorrência de vazões mais elevadas durante o início do enchimento do reservatório, dadas as particulares condições hidrológicas já discutidas anteriormente.

As duas fileiras de *baffle piers* (blocos de amortecimento) posicionadas no final do vertedor em degrau contribuem para o aumento da dissipação e o encurtamento das bacias de dissipação horizontais e têm sido empregadas constantemente em obras de drenagem. No entanto, não é possível quantificar o grau de influência desta estrutura na dissipação de energia, nem a possibilidade de alguma redução no comprimento da bacia em função de seu emprego, creditando-se à mesma a experiência da Hidrostudio Engenharia.

Considerando entretanto as particularidades desta obra e a intensidade dos eventos observados nesta análise, onde se verifica que as vazões de projeto são freqüentemente atingidas, o emprego desta segurança adicional é plenamente justificado.

5 Conclusões

Na revisão bibliográfica realizada foram abordados os temas referentes às estruturas hidráulicas utilizadas em reservatórios de controle de cheias como: vertedores, descarregadores de fundo, bacias e estruturas de dissipação de energia. Dentre os temas abordados, conclui-se que:

- ✓ Os reservatórios de controle de cheias urbanas são cada vez mais empregados como instrumentos de atenuação dos impactos causados pela urbanização nas bacias hidrográficas.
- ✓ O risco representa o fator preponderante para a determinação do volume de reservação. No entanto, a experiência mostra que em muitos casos, o projeto acaba se adequando ao volume disponível, principalmente em ambientes urbanos, onde a disponibilidade de área para a implantação de reservatórios de controle de cheias é uma problemática.
- ✓ As estruturas hidráulicas empregadas nos reservatórios de detenção incluem muitos dos dispositivos convencionais também utilizados em outros tipos de obras hidráulicas, notadamente para geração de energia e obras sanitárias, não se dispondo de estudos mais aprofundados sobre seu desempenho quando sujeitos às condições geralmente encontradas nos cursos d'água urbanos.
- ✓ O monitoramento dos reservatórios de controle de cheia pelos sistemas automatizados, notadamente aqueles utilizando-se de sensores eletrônicos para aquisição de dados e transmissão remota, representa uma grande contribuição e eficácia para a compreensão do

funcionamento das estruturas como para avaliação do desempenho. Do ponto de vista científico, obtêm-se importantes informações sobre a resposta hidrológica da bacia e do efeito real do reservatório para os eventos de cheia. Atualmente, ainda existem poucos equipamentos instalados nos reservatórios e nos rios e o investimento nesta prática auxiliaria muito os projetos e os estudos em questão.

A partir das análises desenvolvidas no estudo de caso do reservatório Aricanduva V, são feitas as seguintes considerações:

Com o rebaixamento da cota da soleira lateral de 735,00 m para 734,05 m e a redução do comprimento da soleira de 32 m para 28,80 m (comprimento útil), a eficiência no amortecimento do reservatório reduziu de 39,3% para 8,6% com referência para o mesmo hidrograma de projeto (TR 10 anos) e isto permite que o reservatório seja solicitado com mais frequência e para eventos hidrológicos de tempo de retorno inferiores ao de projeto e com vazões afluentes iguais ou superiores a 20 m³/s. Entretanto, após a conclusão da implantação das obras, será imperativa a elevação da cota para a situação inicial de forma a permitir a utilização do reservatório com melhor eficiência.

O amortecimento no reservatório Aricanduva V ocorrido no dia 27/02/2007 foi da ordem de 50% da vazão máxima afluente, com engolimento de aproximadamente 31,1 m³/s para uma vazão máxima afluente de 61,3 m³/s. O hidrograma obtido para este evento de chuva foi menor quando comparado ao hidrograma para TR de 10 anos, o que demonstra a eficiência da estrutura para eventos hidrológicos de menor tempo de retorno..

Diante de seis eventos de chuva observados e ocorridos nos dias 29/01/2006, 29/11/2006, 04/12/2006, 06/12/2006, 24/03/2007 e 27/04/2007, o reservatório praticamente foi preenchido em quatro deles na mesma estação chuvosa. Verificou-se também que as vazões vertidas atingiram valores entre $40^3/\text{s}$ e $60 \text{ m}^3/\text{s}$, valores estes próximos daquele previsto para a cheia de projeto (TR 10 anos), o que corresponde a vazão de $65 \text{ m}^3/\text{s}$.

Simulações com variação do comprimento da soleira entre 15 m e 200 m e cota da soleira lateral entre 733,50 m e 736,20 m permitiram concluir que para as condições do Reservatório Aricanduva V, a máxima eficiência é atingida para comprimentos de soleira de até 45 m. Assim, o comprimento adotado em projeto de 32 m e a cota da soleira correspondente a 735,00 m, resultaram em uma eficiência de 39,9% no abatimento. A adoção destas dimensões é bastante apropriada.

A partir da re-análise dos dados experimentais provenientes do estudo em modelo físico reduzido realizado por Anchieta (2006), pode-se estabelecer uma nova relação para o coeficiente de descarga de soleira lateral, levando-se em conta um maior conjunto de fatores como: a altura e o comprimento da soleira, a profundidade d'água a montante da soleira, o termo cinético e a carga hidráulica sobre a soleira. Esta nova relação mostrou-se mais adequada aos dados reais levantados quando da retro-análise do reservatório Aricanduva V.

Os resultados apresentados retratam a sensibilidade da soleira lateral com as condições locais, apesar dos mesmos estarem fundamentados em apenas um evento observado. A ocorrência do crescimento da vegetação, assoreamento, acúmulo de resíduos sólidos, entre outros interferem nos coeficientes de descarga, que por sua vez quando estimado a partir das relações experimentais podem estar superestimados.

A soleira de controle também interfere na aproximação do escoamento à soleira lateral e para a diminuição desta interferência, a primeira pode ser posicionada mais a jusante. Melhores condições de aproximação podem ser obtidas mediante o alargamento do canal em frente à soleira de engolimento e, no caso do reservatório Aricanduva V, a abertura na soleira de controle para escoamento de vazões mais baixas, se posicionada do lado oposto. No entanto, o monitoramento dos canais contribui para o aumento da sensibilidade destas interferências.

A máxima dissipação de energia no vertedor em degrau ocorreu em todos os eventos para a vazão máxima (entre 41% a 74%), devido a formação de um “colchão d’água”, capaz de amortecer a vazão vertida pela soleira, pois a dissipação de energia aumenta à medida que diminui o desnível entre o nível de água sobre a soleira e o nível de água no reservatório.

A máxima dissipação de energia em decorrência do fenômeno do ressalto hidráulico, ocorre anterior a vazão máxima, o que indica que a dissipação de energia pelo efeito do ressalto hidráulico ocorre até certo ponto, passando então a atuar o amortecimento da vazão de entrada pela formação do “colchão d’água” no reservatório.

O aprofundamento da bacia é necessário apenas para a situação de início do enchimento do reservatório, onde a elevação do nível de água a jusante não atinge a profundidade conjugada, capaz de manter estável o ressalto hidráulico. Para as vazões iniciais analisadas, a ocorrência do número de Froude foi da ordem de 14,06 a 18,50, o que indica a capacidade erosiva nos primeiros momentos do enchimento do reservatório.

Dos eventos observados, verificou-se que nos dias 24/03/2006 e 06/12/2006 foi necessário o colchão d'água criado pela bacia de dissipação de 0,50 m. Quanto ao comprimento da bacia, em todos os eventos, o ressalto hidráulico formado apresentou comprimento teórico inferior ao de projeto (aproximadamente 10,18 m).

A profundidade da bacia da ordem de 0,50 m pode estar associada as duas fileiras de *baffle piers* instaladas no reservatório, sendo que no estudo não foi quantificado o grau da influência destas estruturas na dissipação de energia. Estudos destas estruturas na atuação de todo o conjunto do reservatório devem ser realizados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems**. 77rd edn. New York: ASCE, 1992. 724 p.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Stormwater Detention Outlet Control Structures**. New York: ASCE, 1985. 34 p.

ANCHIETA, Heber de Bosco. **Coefficiente de Vazão em Vertedores Laterais**. 2006. 82 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

BARTH, Rubens Terra. **Planos Diretores em Drenagem Urbana: Proposição de Medidas para a sua Implementação**. 1997. 116 p. Dissertação (Doutorado em Engenharia Hidráulica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

BORGHEI S.M; JALILI, M.R; GHODSIAN M. Discharge Coefficient for Sharp-Crested Side Weir in Subcritical Flow. **Journal of Hydraulic Engineering**, p.4, out.1999.

BRAGA, Benedito; TUCCI, Carlos E.M; TOZZI, Marcos. **Drenagem Urbana Gerenciamento Simulação Controle**. ABRH Publicações, Porto Alegre, nº 3., p 203, 1998.

BRUNO, A.T., D.F.Kibler and A.C.Miller. **Evaluation of Two-Stage Outlet Hydraulics**, Proceedings of the ASCE Hydraulics Conference on Water for Resource Development, Cour d'Alene, Idaho, Agosto, 1984.

CANHOLI, Aluísio Pardo. **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**. 1^a Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2005. 302 p.

CHANSON, Hubert. **The Hydraulics of Stepped Chutes and Spillways**. Netherlands. A.A.Balkema Publishers, 2002. 384 p.

CHOW, Ven Te. **Open-Channel Hydraulics**. 22rd edn. United States of América: McGraw Hill, 1986. 680 p.

CHOW, T.V.; MAIDMENT, R.D.; MAYS, W.L. **Applied Hydrology**. 1^a Edição. United States of América: McGraw Hill, 1988. 572 p.

COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL. **Drenagem Urbana**: Manual de Projeto. 3^a. Edição. São Paulo: CETESB/ASCETESB, 1986. 452 p.

DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA. **Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas**. São Paulo: DAEE, 2005. 114 p.

DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA. Disponível em <<http://www.dae.sp.gov.br/piscinoes/index.html>>. Acesso em 02/08/2006.

ELEVATORSKI, Edgard A. **Hydraulic Energy Dissipators**. United States of América: McGraw Hill, 1959. 189 p.

KANASHIRO, Winston Hisasi. **Vertedores em Degraus: Avaliação de efeitos do espaçamento dos degraus na dissipação de energia**. 1995. 62 f. Doutorado (Tese em Engenharia Hidráulica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

KOHN, Eduardo. **Vertedor do Tipo Labirinto**. 2006. 126 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

LENCASTRE, Armando. **Hidráulica Geral**. Edição Revisada. Editora Luso-Brasileira. Coimbra, 1983. 654p.

MARTINS, J.R.S. Dimensionamento de soleiras laterais para obras de controle de inundações. **Revista Ciência e Tecnologia**, 9 p. UFES, 2005.

MARTINS, V.H.R. **Por uma integração de uso e ocupação do solo e drenagem urbana - reservatórios de retenção na bacia do Córrego Pirajucara**. 2005. 107 f. Dissertação

(Mestrado em Engenharia Hidráulica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

MATIAS, C. Ramos. **Estruturas de dissipação de energia por jactos cruzados. Critérios de Dimensionamento**. Laboratório Nacional de Engenharia Civil., Lisboa, 1-18,.1982.

MELO. José Falcão de.; RAMOS Carlos Matias; MAGALHÃES, Alberto Pinto de. **Descarregadores com Soleira em Labirinto de um ciclo em canais convergentes**. Lisboa, 6º Congresso da água,p.1-13, 2002. Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos.

MUSLU Yilmaz. Numerical Analysis for Lateral Weir Flow. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, p.8, jul/ago.2001.

NORMAN, J.M; HOUGHTALEN, R.J; JOHNSTON, W.J. **Hydraulic Design of Highway Culverts**. Virgínia: U.S Departament of Transportation, 2005. 376 p. Hydraulic Design Series Number 5, (FHWA-NHI-01-020).

PETERKA, A.J. **Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators**. U.S. Departament of Interior Bureau Reclamation. Denver, 1984. 223 p.

PORTO, Rodrigo de Melo. **Hidráulica Básica**. 1ª. Edição. São Carlos: EESC/USP, 1998.540p.

PORTO Rubem La Laina; ZAHED FILHO, Kamel; DOURADO Sandra Soares de Sá; OLIVEIRA, Cristiano de Pádua Milagres. Amortecimento de Ondas de Cheia em Reservatório.**Hidrologia Aplicada**, p.1-13, 1998.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO. Secretaria de Infra-Estrutura Urbana. **Bacia do Aricanduva. Reservatório de Retenção Aricanduva V / RAR-V. Manual de Operação e Manutenção**. São Paulo. Hidrostudio Engenharia, 2002. 41 p. (Relatório técnico, AR010.A4.RA063-A)

SECRETARIA MUNICIPAL DE INFRA ESTRUTURA URBANA DE SÃO PAULO. Disponível em <<http://www.portal.prefeitura.sp.gov.br/infraestruturaurbana/piscinoess/0014>>. Acesso em 02/08/2006.

SHARMA, N., DAS, D., SHUKLA, R.. Part of the design. **Water Power & Dam Construction International**, p.38-39, mar/2005.

SISTEMA DE ALERTA A INUNDAÇÕES DE SÃO PAULO. Disponível em <<http://www.saisp.br/site/redetele.htm>>. Acesso em 28/01/2007.

TAMADA, Kikuo. **Dissipadores de Energia com Baixo Número de Froude. Estudo Experimental**. 1989. 250 f. Doutorado (Tese em Engenharia Hidráulica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1989.

TOSCANO, Mauro. **Estudo dos Dissipadores de Energia para Obras Hidráulicas de Pequeno Porte**. 1999. 119 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.

TOZZI, M.J. **Caracterização/Comportamento de escoamento em vertedores com paramento em degraus**. 1992. 302 f. Doutorado (Tese em Engenharia Hidráulica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992.

TUCCI, Carlos E.M. **Hidrologia**. 2ª Edição. Porto Alegre: Editora da Universidade, 1997. 943 p.

TUCCI, Carlos E.M; PORTO, Rubem La Laina; BARROS, Mário T. **Drenagem Urbana**. ABRH Publicações, Porto Alegre, v.5, 428 p, 1995.

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

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

US DEPARTMENT OF INTERIOR; **Design of Small Dams**. 2rd edn, (Bureau of Reclamation:Denver CO, USA) 1977.

US DEPARTMENT OF INTERIOR. **Low Froude Number Stilling Basin Design**. 1rd edn, (Bureau of Reclamation:Denver CO, USA) 1978.16 p. (RE-ERC-78-8)

US DEPARTMENT OF INTERIOR. **Research State-of the-Art and needs for Hydraulic Design of Steeped Spillways**. (Bureau of Reclamation: Denver CO, USA). 2006. 75 p. (HL-2005-06).

WORKSHOP. 2003, São Paulo.**A Questão da água nas Grandes Cidades Brasileiras: Mário Thadeu Leme de Barros**,2004.172p. 1 CD-ROM