



**Directrizes para Dimensionamento de Estruturas de  
Dissipação de Energia do Escoamento em  
Regiões de Orografia Complexa**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**Roberto João Andrade Aguiar**

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL



UNIVERSIDADE da MADEIRA

*A Nossa Universidade*

[www.uma.pt](http://www.uma.pt)

Setembro | 2012

U Dir  
D-R

**Directrizes para Dimensionamento de Estruturas de  
Dissipação de Energia do Escoamento em  
Regiões de Orografia Complexa**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**Roberto João Andrade Aguiar**

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

ORIENTAÇÃO  
Herlander Mata Fernandes Lima

## Índice Geral

Agradecimentos.....	iii
Resumo .....	v
Abstract.....	vii
Índice de Texto.....	ix
Índice de Figuras.....	xi
Índice de Quadros.....	xvii
1. Introdução.....	1
2. Estado Actual do Conhecimento: Dissipação da Energia do Escoamento.....	5
3. Análise Comparativa das Estruturas de Dissipação de Energia.....	63
4. Proposta de Algoritmo para Selecção e Dimensionamento de Estruturas de Dissipação da Energia .....	74
5. Exemplos de Aplicação na Região Autónoma da Madeira.....	78
6. Considerações Finais e Recomendações .....	92
Referências bibliográficas .....	95
ANEXO I .....	103
ANEXO II.....	109
ANEXO III .....	113



## **Agradecimentos**

A elaboração da presente dissertação de mestrado teve o apoio, incentivo e contribuição de algumas pessoas e entidades às quais pretendo manifestar os meus mais sinceros agradecimentos.

Ao meu orientador, Professor Doutor Herlander Mata Fernandes Lima, pelo apoio, disponibilidade no esclarecimento de dúvidas, rigor exigido e linhas orientadoras com que me guiou, apresentando os seus comentários, sugestões e conselhos.

Às entidades que disponibilizaram documentos que se revelaram importantes para a realização da presente dissertação, nomeadamente ao Departamento de Agricultura dos Estados Unidos, e à Direcção Regional de Infra-estruturas e Equipamentos, da Região Autónoma da Madeira.

À minha mãe, ao meu pai, que apesar de não estar entre nós, também contribuiu na transmissão de valores para que eu fosse a pessoa que sou hoje e sempre serei, e irmãos pelo apoio prestado ao longo do percurso académico.

À minha namorada Ana Abreu, por estar sempre disposta a ouvir-me, pelas palavras de incentivo e todo o afecto demonstrado nos momentos menos bons.

A todos os meus amigos, colegas de curso, e futuros colegas de profissão, pelo apoio e entreaajuda, nomeadamente o César Pestana e João Drumond, que me acompanharam durante todo o percurso académico.



## Resumo

A presente dissertação de mestrado tem como objectivo a análise e descrição das diferentes soluções de dissipação de energia do escoamento, bem como os respectivos critérios de dimensionamento das estruturas, geralmente localizadas a jusante de aquedutos (passagens hidráulicas), ao longo de canais (naturais ou artificiais), nos sistemas de rega e nos descarregadores de barragem. Indicam-se detalhadamente os domínios de aplicação das estruturas mais adequadas para regiões de orografia complexa, como é o caso da Região Autónoma da Madeira (RAM), bem como os critérios de dimensionamento de cada tipo de estrutura de dissipação. As análises anteriores permitiram elaborar uma proposta de algoritmo para verificação da necessidade de implantação da estrutura de dissipação de energia, selecção e dimensionamento da estrutura adequada.

O estudo apresenta o levantamento e classificação das soluções de dissipação de energia do escoamento implantadas nas três principais bacias hidrográficas onde se integra o concelho de Funchal (Ribeiras de São João, Santa Luzia e João Gomes) na RAM. Analisaram-se as soluções implementadas no terreno e avaliaram-se os cenários alternativos no que concerne ao tipo de estrutura de dissipação de energia.

Da avaliação das soluções implementadas na RAM, constatou-se que devido ao forte declive das encostas e linhas de água, bem como a elevada capacidade de transporte sólido, a solução que melhor se adequa é aquela que impede (ou atenua) a ocorrência do escoamento em regime rápido (supercrítico). Nesse tipo de solução incluem-se as estruturas de queda abrupta e em degraus, pois permitem regular o declive do canal tornando-o mais suave (reduzindo a capacidade de transporte do material sólido) e dissipam a energia do escoamento.

O trabalho pretende constituir uma ferramenta útil para engenheiros projectistas e consultores.

**Palavras-chave:** Dissipação de energia do escoamento; Selecção de estruturas; Algoritmo de dimensionamento; Controlo de erosão e transporte sólido.



## **Abstract**

This dissertation has as aim the analysis and description of different solutions for flow energy dissipation, as well as the criteria for their design of the structures, generally located downstream of culverts, along channels (natural or artificial), irrigation systems and in dam spillways. It indicates in detail the application domains of the most appropriate structures for regions of complex orography, as is the case of the Autonomous Region of Madeira, as well as the design criteria of each type of energy dissipation structure. The previous analyses allowed to elaborate an algorithm proposal to verify the need for implantation of energy dissipation structure, selection and design of the appropriate structure.

The study presents a survey and classification of the solutions of flow energy dissipation deployed in three major watersheds which integrates the Municipality of Funchal (*Ribeiras de São João, Santa Luzia and João Gomes*) in Madeira. The solutions implemented in the field were analyzed and alternative scenarios regarding the type of energy dissipation structure were evaluated.

From the evaluation of the solutions implemented in Madeira, it was found that due to the strong gradient of the slopes and watercourses, as well as the high capacity of transporting solid material, the solution that best suits is the one that prevents (or attenuates) the occurrence of supercritical flow. In this type of solution is included the drop structures and the stepped structures, once they allow to regulate the gradient of the channel making it smoother (reducing the transport capacity of the solid material) and to dissipate the flow energy.

The work is intended to be a useful tool for design engineers and consultants.

**Keywords:** Flow energy dissipation; Selection structures; design algorithm; Erosion control and solid transport.



## Índice de Texto

1.	Introdução.....	1
1.1.	Âmbito e objectivos .....	1
1.2.	Organização da dissertação.....	3
2.	Estado Actual do Conhecimento: Dissipação da Energia do Escoamento.....	5
2.1.	Aspectos gerais.....	5
2.2.	Bacia de dissipação por enrocamento.....	10
2.2.1.	Critérios de dimensionamento.....	10
2.3.	Bacia de dissipação do tipo PWD .....	14
2.3.1.	Critérios de dimensionamento.....	14
2.4.	Bacia de dissipação do tipo WES.....	16
2.4.1.	Critérios de dimensionamento.....	16
2.5.	Bacias de dissipação por queda abrupta.....	18
2.5.1.	Dimensionamento de estrutura de queda abrupta simples (sem acessórios).....	18
2.5.2.	Dimensionamento de estrutura de queda abrupta com acessórios ....	21
2.6.	Poço de dissipação de energia.....	25
2.6.1.	Critérios de dimensionamento.....	26
2.7.	Bacias de dissipação por impacto .....	28
2.7.1.	Critérios de dimensionamento.....	29
2.8.	Bacias de dissipação de energia por ressalto hidráulico .....	33
2.8.1.	Bacia de dissipação de energia por ressalto hidráulico livre.....	33
2.8.1.1.	Critérios de dimensionamento .....	34
2.8.2.	Bacia do United States Bureau of Reclamation (USB) do tipo II.....	39
2.8.2.1.	Critérios de dimensionamento .....	40
2.8.3.	Bacia USBR do tipo III.....	41

2.8.3.1. Critérios de dimensionamento .....	43
2.8.4. Bacia USBR do tipo IV.....	44
2.8.4.1. Critérios de dimensionamento .....	45
2.8.5. Bacia de dissipação do tipo SAF .....	46
2.8.5.1. Critérios de dimensionamento .....	47
2.9. Rampa de blocos.....	51
2.9.1. Critérios de dimensionamento.....	53
2.10. Estruturas de queda com soleira em degraus.....	56
2.10.1. Escoamento em quedas sucessivas .....	58
2.10.2. Escoamento deslizante sobre turbilhões .....	60
3. Análise Comparativa das Estruturas de Dissipação de Energia.....	63
3.1. Âmbito de aplicação .....	63
3.2. Condições de funcionamento: eficiência na dissipação de energia .....	64
3.3. Síntese comparativa das estruturas analisadas .....	68
4. Proposta de Algoritmo para Selecção e Dimensionamento de Estruturas de Dissipação da Energia .....	74
5. Exemplos de Aplicação na Região Autónoma da Madeira.....	78
6. Considerações Finais e Recomendações .....	92
Referências bibliográficas .....	95
ANEXO I .....	103
ANEXO II.....	109
ANEXO III .....	113

## Índice de Figuras

Figura 1 – Erosão a jusante de uma passagem hidráulica levando ao colapso da estrada e erosão da área adjacente (Government of Belize, s.d.).....	6
Figura 2 – Erosão numa barragem de terra causada pelo transbordamento do escoamento sobre as paredes de um descarregador (The Scottish Government, 2010). .....	6
Figura 3 – Colapso da barragem El Guapo: (a) Ocorrência do ressalto hidráulico fora da bacia de dissipação de energia do escoamento; (b) e (c) Erosão provocada pelo transbordamento do escoamento pelas paredes laterais do descarregador; (d) Barragem após o colapso do descarregador (adaptada de Suarez, 2002 <i>apud</i> USBR, 2010). .....	7
Figura 4 - Ilustração do ressalto hidráulico: (a) variáveis básicas do ressalto hidráulico (modificada de Teixeira, 2003); (b) variação de energia ao longo do ressalto (USDOT, 1983).....	8
Figura 5 – Protecção de enrocamento a jusante da passagem hidráulica (USDA, 2010b).....	10
Figura 6 – Dimensão mínima do $D_{50}$ para o enrocamento (QGNRW, 2007).....	11
Figura 7 – Definição geométrica da bacia de dissipação por enrocamento (ADOT, 2001). .....	13
Figura 8 – Definição geométrica da bacia de dissipação do tipo PWD (Argue, 1961 <i>apud</i> Pinheiro, 2006).....	15
Figura 9 – Definição geométrica da bacia de dissipação do tipo WES (Fletcher e Grace, 1972 <i>apud</i> Pinheiro, 2006).....	17
Figura 10 – Geometria do escoamento, numa estrutura de queda abrupta (USDOT, 2006). .....	19
Figura 11 – Diagrama para a determinação de $L_1$ (Donnelly e Blaisdell, 1954).....	23
Figura 12 – Bacia de dissipação por queda abrupta (Donnelly e Blaisdell, 1954). ..	24
Figura 13 – Esquízo do dissipador de energia do escoamento por poço (USACE, 1963). .....	25
Figura 14 - Definição geométrica do dissipador de energia por poço (USDOT, 2006). .....	26

Figura 15 – Diagrama para a determinação do diâmetro do poço ( $D_w$ ) (USDOT, 2006). .....	27
Figura 16 – Diagrama para a determinação da profundidade do poço abaixo da cota da secção de saída da PH de montante ( $h_1$ ) (adaptada de USDOT, 2006). .....	27
Figura 17 – Bacia de dissipação por impacto: (a) esquiço da bacia de dissipação por impacto (ODNR, 2011); (b) fotografia da bacia implantada a jusante de uma PH (TDOT, 2011). .....	29
Figura 18 – Largura da bacia de dissipação por impacto em função do caudal (Peterka, 1984 <i>apud</i> Pinheiro, 2006). .....	30
Figura 19 – Definição geométrica da bacia de dissipação por impacto (Beichley, 1978). .....	31
Figura 20 – Soleira alternativa da bacia de dissipação por impacto (Beichley, 1978). .....	33
Figura 21 – Esquiço da bacia de dissipação por ressalto hidráulico livre proposta pelo USBR (Baptista e Coelho, 2003). .....	34
Figura 22 – Definição da bacia de dissipação por ressalto hidráulico livre (modificada de USDOT, 2006). .....	35
Figura 23 – Comprimento do ressalto hidráulico, em canais de secção rectangular (adaptada de USDOT, 2006). .....	37
Figura 24 - Esquiço da bacia de dissipação de energia USBR Tipo II (Peterka, 1984). .....	39
Figura 25 - Definição geométrica da bacia USBR tipo II (Peterka, 1984). .....	41
Figura 26 – Esquiço da bacia de dissipação de energia do escoamento USBR tipo III (Peterka, 1984). .....	41
Figura 27 - Exemplos ilustrativos de estruturas destruídas na sequência da erosão por cavitação: (a) erosão na laje de fundo e blocos de leito da bacia de dissipação de energia na barragem de Bonneville nos Estados Unidos da América (Lopardo <i>et al.</i> , 2006 <i>apud</i> Teixeira, 2008); (b) erosão nos blocos de leito em Usina Hidroeléctrica de Porto Colômbia (ICOLD/CBDB, 2002 <i>apud</i> Dai Prá, 2011). .....	42
Figura 28 – Dimensionamento dos blocos de leito para a bacia USBR tipo III (Peterka, 1984). .....	44
Figura 29 - Definição geométrica da bacia USBR tipo III (Peterka, 1984). .....	44

Figura 30 - Esquiço da bacia de dissipação de energia do escoamento USBR tipo IV (Peterka, 1984).....	45
Figura 31 - Definição geométrica da bacia USBR tipo IV (Peterka, 1984).....	46
Figura 32 - Definição geométrica do enrocamento a jusante da bacia do tipo SAF (Rice e Kadavy, 1992). ....	50
Figura 33 - Definição geométrica da bacia de dissipação do tipo SAF (Blaisdell, 1959). ....	51
Figura 34 - Ilustração da rampa de blocos: (a) esquiço (Peterka, 1984); (b) implementada (USDA, 2010a). ....	52
Figura 35 - Ilustração da secção de montante da rampa: (a) extensão do canal a montante da soleira (Aisenbrey <i>et al.</i> , 1978); (b) ranhura na soleira (Aisenbrey <i>et al.</i> , 1978).....	54
Figura 36 - Definição geométrica da rampa de blocos (Peterka, 1984).....	56
Figura 37 - Estruturas de queda em degraus: (a) em betão; (b) em gabiões (Maccaferri). ....	57
Figura 38 - Pormenor do escoamento de transição num degrau (Chanson, 2001). ....	58
Figura 39 - Escoamento em quedas sucessivas: (a) com formação total do ressalto hidráulico (Chanson, 1993b); (b) com formação parcial do ressalto hidráulico (Chanson, 2001).....	58
Figura 40 - Definição geométrica do descarregador em degraus e respectivo escoamento (Chanson, 1994a). ....	61
Figura 41 - Percentagem de energia dissipada no ressalto hidráulico numa bacia de fundo horizontal Vs bacia de dissipação por impacto (Beichley, 1978). ....	67
Figura 42 - Representação do domínio de aplicação das diferentes estruturas de dissipação de energia do escoamento em função do número de Froude do escoamento. ....	73
Figura 43 - Fluxograma simplificado do procedimento de selecção das estruturas de dissipação de energia do escoamento. ....	77
Figura 44 - Destruição resultante do aluvião de 29 de Outubro de 1993: (a) foz da ribeira de São João (Arquivo do Diário de Notícias <i>apud</i> Silva <i>et al.</i> , 2006); (b) Avenida do Mar e das Comunidades Madeirenses (Arquivo do Diário de Notícias <i>apud</i> Quintal, 1999); (c) foz das ribeiras de Santa Luzia (à esquerda) e João Gomes	

(à direita) (Arquivo do Diário de Notícias <i>apud</i> Quintal, 1999); (d) localização das zonas atingidas. ....	78
Figura 45 - Aluvião de 20 de Fevereiro de 2010: (a) Avenida dor Mar e das Comunidades Madeirenses inundada (Tavanez, 2010a); (b) carros e detritos arrastados (Tavanez, 2010b); (c) material sólido depositado, junto à ribeira de João Gomes (Fernandes, 2010). ....	79
Figura 46 - Mapa das principais linhas de água do concelho do Funchal, com a localização das fotos. ....	81
Figura 47 - Localização do início da canalização das ribeiras: (a) ribeira de São João; (b) ribeira de Santa Luzia; (c) ribeira de João Gomes. ....	83
Figura 48 - Perfil longitudinal das três principais linhas de água do concelho do Funchal: (a) ribeira de São João; (b) ribeira de Santa Luzia; (c) ribeira de João Gomes;.....	84
Figura 49 - Local de transbordamento do escoamento sobre as margens da ribeira de João Gomes (coincidente com PSR 27): (a) transbordamento da ribeira de João Gomes, vista para jusante (Sousa Cruz, 2011); (b) localização do transbordamento. ....	87
Figura 50 - Zona de transbordamento do escoamento sobre as margens da ribeira de João Gomes, correspondente à zona a jusante da PSR 27: (a) secção transversal do local de transbordamento (Almeida <i>et al.</i> , 2010b); (b) local do transbordamento (PSR 27).....	87
Figura 51 - Zona de transbordamento do escoamento sobre as margens da ribeira de Santa Luzia, correspondente à zona a montante da PSR 20: (a) secção transversal do local de transbordamento (Almeida <i>et al.</i> , 2010c); (b) local do transbordamento (PSR 20).....	88
Figura 52 - Zona de transbordamento do escoamento sobre as margens da ribeira de São João, correspondente à zona a montante da PSR 11: (a) secção transversal do local de transbordamento (Almeida <i>et al.</i> , 2010d); (b) local do transbordamento (PSR 11).....	88
Figura 53 - Perfil tipo do “travessão” adoptado na RAM (SRIE, 2012). ....	89
Figura 54 - Estruturas de queda em degraus implementadas nas Ribeiras do concelho do Funchal: (a) ribeira de São João (EQD 12); (b) ribeira de Santa Luzia (EQD 26); (c) ribeira de João Gomes (EQD 34). ....	89

Figura 55 – Estruturas de queda em degraus, em betão: (a) afluente da ribeira de São João (EQD5); (b) afluente da ribeira de São João (EQD10); afluente da ribeira de Santa Luzia (EQD 20). .....	90
Figura 56 – Estruturas de queda em degraus.....	90
Figura 57 – Estruturas existentes na ribeira de São João.....	107
Figura 58 – Estruturas existentes na ribeira de Santa Luzia. ....	112
Figura 59 - Estruturas existentes na ribeira de João Gomes.....	116



## Índice de Quadros

Quadro 1 - Características das principais bacias hidrográficas do concelho do Funchal (adaptado de Almeida <i>et al.</i> , 2002).....	2
Quadro 2 – Domínio de aplicação de estruturas de dissipação da energia do escoamento.....	69
Quadro 3 – Localização do início da canalização das linhas de água.....	82
Quadro 4 - Localização das estruturas existentes na ribeira de São João.....	84
Quadro 5 – Localização das estruturas existentes na ribeira de Santa Luzia.....	85
Quadro 6 - Localização das estruturas existentes na ribeira de João Gomes.....	86



## **1. Introdução**

### **1.1. Âmbito e objectivos**

O presente trabalho debruça-se sobre o dimensionamento de estruturas de engenharia civil (hidráulica), mais precisamente as estruturas de dissipação de energia do escoamento (e.g. em canais, aquedutos, descarregadores). Essas estruturas são particularmente úteis quando a velocidade do escoamento é suficientemente elevada para provocar a degradação do meio devido a processos erosivos no leito e margens do canal. Tais processos erosivos podem mesmo provocar a instabilidade e conseqüente colapso de outras estruturas de engenharia civil em áreas adjacentes, tais como o caso de estradas construídas longitudinal ou transversalmente às linhas de água, levando algumas vezes a elevados danos materiais e perda de vidas humanas (USDOT, 2006; USBR, 2010; SDDOT, 2011). Estas estruturas são normalmente construídas a jusante de aquedutos (passagens hidráulicas) (Martins e Pinheiro, 2003), ao longo de canais (naturais ou artificiais) (Chanson, 1994a; Antunes, 2011), nos sistemas de rega e nos descarregadores de barragem (Matos, 1999; Meireles *et al.*, 2005).

Os cenários de alterações climáticas apontam para maior frequência e intensidade de episódios de precipitações extremas (IPCC, 2007) particularmente nas regiões designadas por *Small Island Development States* (SIDS), onde se insere a Ilha da Madeira. Torna-se assim, pertinente estudar os mecanismos de dissipação de energia do escoamento de modo a propor um algoritmo de selecção e dimensionamento de estruturas de dissipação da energia do escoamento, pois são de capital importância nas regiões de orografia complexa sujeitas a precipitações intensas como é o caso da Região Autónoma da Madeira (RAM). As características geomorfológicas da RAM propiciam a ocorrências de escoamentos torrenciais com elevado caudal sólido cujas capacidades destrutivas ficaram muito patentes nas duas últimas aluviões de 29 de Outubro de 1993 e 20 de Fevereiro de 2010. O Quadro 1 apresenta uma breve síntese das características das principais bacias hidrográficas do concelho do Funchal – possuem vertentes abruptas e vales estreitos. Constata-se uma maior fixação das populações e intervenção humana junto das linhas de água (canalizaram-se as ribeiras na procura de maior

aproveitamento de espaço físico para construção de estradas e habitações) nas zonas de menores cota e declive (Almeida *et al.*, 2002). Estes factos tornam a RAM um local vulnerável à ocorrência de fenómenos de cheias semelhantes ao sucedido no dia 20 de Fevereiro de 2010.

**Quadro 1 - Características das principais bacias hidrográficas do concelho do Funchal (adaptado de Almeida *et al.*, 2002).**

<b>Linha de água</b>	<b>Comprimento [km]</b>	<b>Área da bacia [km<sup>2</sup>]</b>	<b>Declive médio [%]</b>
<b>Santa Luzia</b>	11.5	14.4	15.3
<b>São João</b>	11.3	14.5	15.1
<b>João Gomes</b>	10.3	13.0	15.1

Relativamente à selecção e dimensionamento de estruturas de dissipação da energia do escoamento, importa ainda ressaltar que o principal problema associado à ruína deste tipo de infra-estruturas hidráulicas, é a incontável erosão que pode ocorrer a jusante das estruturas devido a falhas na concepção e dimensionamento (Chanson, 2004), a saber:

- Inadequado comprimento das bacias de dissipação de energia do escoamento por forma garantir que a dissipação da energia ocorre no interior da mesma;
- Deficiente construção da bacia e dos acessórios (blocos queda, de leito e soleiras);
- Subdimensionamento das bacias, i.e. ocorrência de caudais superiores ao do projecto;
- Erosão do leito da bacia devido à ocorrência de cavitação e abrasão consequente do transporte sólido por arrastamento e saltação;

O presente trabalho foi realizado com o intuito de contribuir para minimização dos impactes negativos dos escoamentos rápidos resultantes de precipitações intensas. Para satisfação desse desiderato, definiram-se sequencialmente os seguintes objectivos específicos:

- Realização de uma profunda revisão do estado actual do conhecimento referente às estruturas de dissipação da energia do escoamento;
- Caracterização das estruturas de dissipação de energia do escoamento, quanto ao âmbito de aplicação e condições de funcionamento;
- Construção de um algoritmo para a selecção e dimensionamento de estruturas de dissipação da energia em função das condições do escoamento e das características fisiográficas do local onde se pretende implantar a estrutura. Pretende-se que o algoritmo sirva de base de trabalho para os engenheiros projectistas e consultores;
- Levantamento e classificação das soluções de dissipação de energia do escoamento implantadas nas três principais bacias hidrográficas onde se integra o concelho do Funchal, e avaliação de cenários alternativos no que concerne ao tipo de estrutura de dissipação de energia.

## 1.2. Organização da dissertação.

O trabalho encontra-se dividido em 6 capítulos. No primeiro capítulo consta a **Introdução** que elucida sobre o domínio em que se insere a dissertação, a pertinência do estudo no contexto da RAM, os principais problemas associados às estruturas de dissipação da energia do escoamento, bem como os principais objectivos que se pretende atingir no âmbito da dissertação.

No segundo capítulo, **Estado Actual do Conhecimento: dissipação da energia do escoamento**, explica-se o que são, para que servem, descrevem-se os diferentes tipos de dissipadores de energias, em que situações se aplicam, bem como os critérios que devem ser acatados no âmbito do dimensionamento das estruturas de dissipação da energia do escoamento. Esse capítulo inclui também exemplos de infra-estruturas de engenharia civil que sofreram colapso como consequência do dimensionamento impróprio das estruturas de dissipação de energia.

O terceiro capítulo, **Análise comparativa das estruturas de dissipação de energia**, aborda a importância dos parâmetros hidráulicos, geotécnicos, topográficos e económicos. Apresenta-se uma síntese dos factores (hidráulicos e

geométricos, inerentes a cada estrutura de dissipação de energia do escoamento) que limitam a utilização de cada tipo de estrutura abordada no capítulo 2.

No quarto capítulo, **Proposta de Algoritmo para Selecção e Dimensionamento de Estruturas de Dissipação da Energia**, propõe-se um algoritmo que permite seleccionar e dimensionar correctamente as estruturas de dissipação da energia susceptíveis de serem implantadas no local de obra garantindo a preservação do meio receptor do escoamento, bem como as infra-estruturas adjacentes.

O quinto capítulo, **Exemplos de Aplicação na Região Autónoma da Madeira**, é dedicado a análise de situações implementadas no terreno incluindo a avaliação de cenários alternativos no que se refere ao tipo de estrutura de dissipação considerada.

Conclui-se o trabalho com o sexto capítulo, **Considerações Finais e Recomendações**, onde consta as principais conclusões e apreciações que se deteve ao longo da dissertação, bem como as recomendações do trabalho.

## **2. Estado Actual do Conhecimento: Dissipação da Energia do Escoamento**

### **2.1. Aspectos gerais**

Em determinadas circunstâncias, em que o escoamento nos canais apresenta velocidade excessiva, capaz de causar erosão no leito e nas margens do canal, torna-se necessário implementar soluções que promovam a redução da velocidade do escoamento, dissipando grande parte da energia do mesmo. Por definição, uma bacia de dissipação de energia do escoamento é um trecho de canal pavimentado, colocado a jusante de uma estrutura de descarga (e.g. descarregador, passagem hidráulica) onde ocorra escoamento em regime rápido (French, 1987 e Henderson, 1966 *apud* Chanson, 2004). Como tal as bacias de dissipação de energia do escoamento são estruturas construídas em canais, a jusante de passagens hidráulicas e descarregadores de barragens, com a capacidade de reduzir a velocidade e a energia do escoamento, devolvendo-o em condições não erosivas ao meio receptor.

Segundo TDOT (2011) e SDDOT (2011), a construção de estradas e o desenvolvimento urbano aumentam a capacidade erosiva do escoamento. A ruína de algumas passagens hidráulicas sob estradas está associada à erosão causada pelo escoamento a jusante das mesmas, i.e. no canal receptor (Figura 1). Como forma de reduzir o risco de colapso das passagens hidráulicas, bem como das estradas e áreas adjacentes deve-se construir estruturas de dissipação de energia do escoamento a jusante das passagens hidráulicas.

O inadequado dimensionamento das estruturas de dissipação de energia do escoamento também pode estar associado ao colapso de barragens de aterro (Figura 2), devido à erosão promovida pelo escoamento proveniente dos descarregadores da barragem (USDHS, 2004).



**Figura 1 - Erosão a jusante de uma passagem hidráulica levando ao colapso da estrada e erosão da área adjacente (Government of Belize, s.d.).**



**Figura 2 - Erosão numa barragem de terra causada pelo transbordamento do escoamento sobre as paredes de um descarregador (The Scottish Government, 2010).**

Em dezembro de 1999 a barragem de aterro de El Guapo (construída entre 1975 e 1980, no Rio Guapo a sul da cidade de El Guapo, no estado de Miranda na Venezuela) colapsou (Figura 3d). A barragem possuía um descarregador em betão armado, e a jusante deste, uma bacia de dissipação de energia do escoamento por ressalto hidráulico. O colapso, conforme refere Suarez (2002) *apud* USBR (2010), ocorreu devido ao aumento do nível de água da barragem levando a que o escoamento transbordasse as paredes laterais do descarregador, erodindo o solo (Figura 3b e 3c), e o ressalto hidráulico ocorresse fora da bacia de dissipação de

energia do escoamento (Figura 3a). Não se perderam vidas humanas porque as cidades a jusante da barragem foram prontamente evacuadas quando o escoamento começou a transbordar a zona imediatamente a seguir à crista do descarregador.



(a)



(b)



(c)



(d)

**Figura 3 – Colapso da barragem El Guapo: (a) Ocorrência do ressalto hidráulico fora da bacia de dissipação de energia do escoamento; (b) e (c) Erosão provocada pelo transbordamento do escoamento pelas paredes laterais do descarregador; (d) Barragem após o colapso do descarregador (adaptada de Suarez, 2002 *apud* USBR, 2010).**

O ressalto hidráulico trata-se de um fenómeno natural conhecido pelo seu potencial de dissipação de energia do escoamento, que ocorre quando o escoamento em regime rápido passa a lento, causando turbulência e consequentemente dissipando energia (Figura 4). De acordo com o Número de Froude ( $Fr$ ) é possível classificar o regime do escoamento em três tipos diferentes (French, 1987):

- $Fr < 1$  – Regime lento;
- $Fr = 1$  – Regime crítico;
- $Fr > 1$  – Regime rápido.

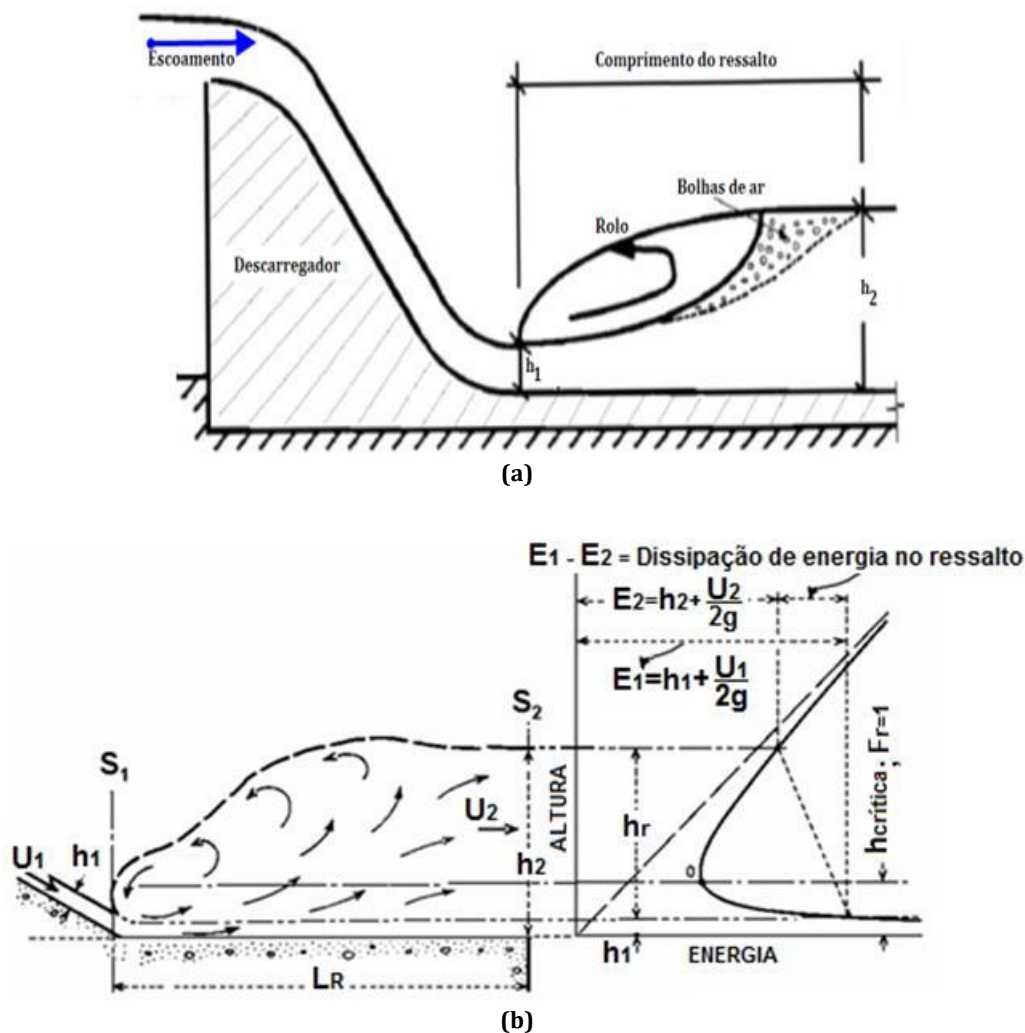


Figura 4 - Ilustração do ressalto hidráulico: (a) variáveis básicas do ressalto hidráulico (modificada de Teixeira, 2003); (b) variação de energia ao longo do ressalto (USDOT, 1983).

**Legenda:**  $h_1, h_2$  – alturas conjugadas do ressalto hidráulico [m];  $L_R$  – comprimento do ressalto hidráulico [m];  $E_1$  – energia específica à entrada do ressalto hidráulico [m];  $E_2$  – energia específica à saída do ressalto hidráulico [m];  $h_r$  – altura do ressalto hidráulico;  $U_1$  – velocidade do escoamento à entrada do ressalto hidráulico [m/s];  $U_2$  – velocidade do escoamento à saída do ressalto hidráulico [m/s].

Chanson (2004) refere que antes do século XIX tentou-se evitar o ressalto hidráulico devido aos riscos de destruição do canal, mas desde o início do século XX, com a introdução de materiais de alta resistência como o betão armado, os ressaltos hidráulicos passaram a ser utilizados para dissipar a energia do escoamento a jusante de descarregadores.

Através de uma revisão histórica das bacias de dissipação a jusante de barragens e reservatórios de armazenamento de água, ao longo do rio Nilo, realizado por Nile

*Basin Capacity Building Network* (NBCBN), constatou-se que a conclusão da construção das primeiras bacias de dissipação de energia do escoamento foi em 1902, na barragem Old Aswan e Assiut (NBCBN, 2010).

Segundo Knauss (1995) *apud* Chanson (2002), o descarregador com soleira em degraus mais antigo, dimensionado com o intuito de dissipar energia do escoamento, foi construído na Grécia, na barragem de Akarnania, à 1300 anos A.C..

A dissipação da energia do escoamento pode ser promovida através de várias estruturas, sendo que as mais comuns correspondem a bacias de dissipação por: (i) enrocamento, (ii) ressalto hidráulico (simples ou com acessórios), (iii) impacto, (iv) queda abrupta, (v) estruturas de queda com soleira em degraus, (vi) rampas com macrorugosidades, (vii) poço de dissipação (*stilling well*), (viii) concha rolo (*roller bucket*) e (ix) jacto.

No âmbito do presente trabalho serão abordadas as seguintes estruturas de dissipação de energia do escoamento:

- Bacia de dissipação por enrocamento;
- Bacia de dissipação do tipo PWD e WES;
- Bacia de dissipação por queda abrupta (*drop structure*);
- Poço de dissipação de energia;
- Bacia de dissipação por impacto (USBR tipo VI);
- Bacia de dissipação por ressalto hidráulico:
  1. Bacia de dissipação por ressalto hidráulico simples (sem acessórios);
  2. Bacias de dissipação por ressalto hidráulico com acessórios (USBR tipo II, III, IV e SAF).
- Rampa com macrorugosidades (Rampa de blocos);
- Estruturas de queda com soleira em degraus.

## 2.2. Bacia de dissipação por enrocamento

A bacia de dissipação por enrocamento (Figura 5) é uma solução correntemente adoptada à saída de passagens hidráulicas quando o número de Froude ( $Fr$ ) do escoamento não é elevado. Tem como função dissipar a energia do escoamento reduzindo a velocidade (devido à rugosidade do enrocamento) e proteger o canal receptor (natural) contra a erosão.

Trata-se de uma solução de fácil instalação e normalmente menos onerosa do que as bacias de dissipação em betão armado. Segundo PWUD (2004: 14) “as bacias de dissipação por enrocamento são apropriadas quando o número de Froude à saída da passagem hidráulica é inferior ou igual a 2.5”.



Figura 5 – Protecção de enrocamento a jusante da passagem hidráulica (USDA, 2010b).

### 2.2.1. Critérios de dimensionamento

O dimensionamento da bacia de dissipação por enrocamento depende das condições de descarga (e.g. velocidade e número de Froude do escoamento) e da geometria da passagem hidráulica (PH).

O adequado dimensionamento do tapete de enrocamento (Figura 7) deve respeitar os seguintes requisitos (ADOT, 2001):

- O comprimento do enrocamento deve ser, no mínimo, 6 vezes o diâmetro da passagem hidráulica;
- A largura deve ser 4 vezes o diâmetro da passagem hidráulica;
- O declive das margens do canal não deve exceder 1:2 (H:V), quando a descarga ocorre num canal de secção transversal bem definida;
- A espessura mínima do enrocamento deve ser 1.5 vezes o diâmetro máximo do enrocamento utilizado;
- O enrocamento deve ser composto por material angular, duro, e bem calibrado (com diâmetro pouco variável). O diâmetro máximo do material não deve ser superior a 1.5 vezes o diâmetro médio do material utilizado;

O dimensionamento do enrocamento pode ser efectuado com o auxílio do diagrama representado na Figura 6.

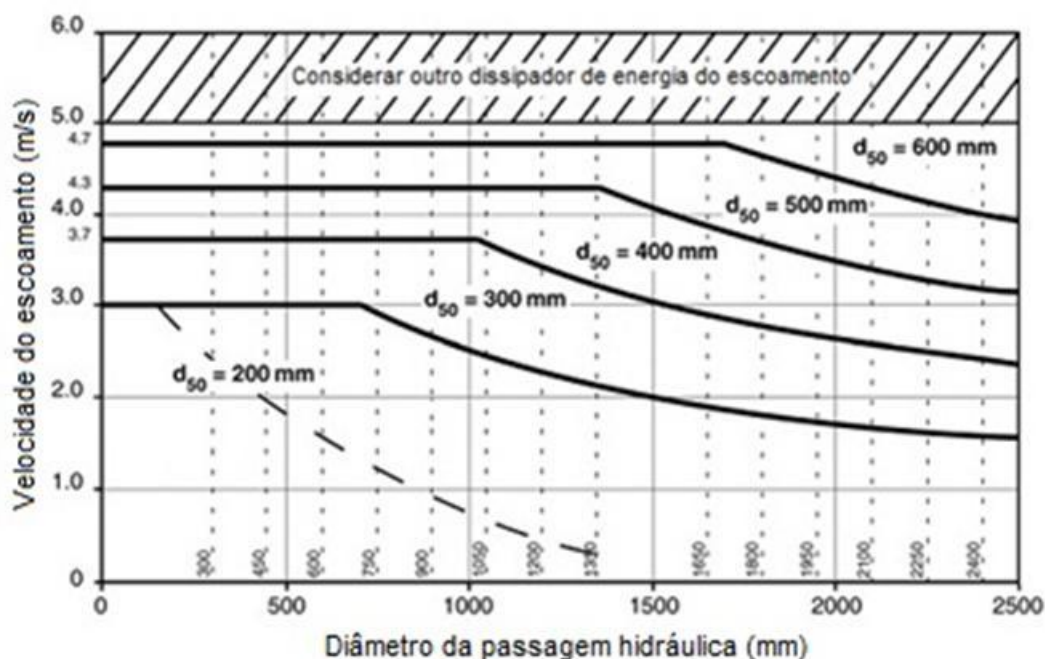


Figura 6 - Dimensão mínima do  $D_{50}$  para o enrocamento (QGNRW, 2007).

O enrocamento deve estar ao mesmo nível do leito do canal ou ligeiramente abaixo. O declive deve ser igual ou inferior ao do canal, preferencialmente zero.

Além do diagrama anterior (Figura 6), o diâmetro do enrocamento pode ser estimado através das seguintes equações:

- Equação de Izbash (Richardson *et al.*, 1990):

$$d_{50} = \frac{0.68U^2}{g \gamma_s / \gamma_w} \quad (2.1)$$

onde:

$U$  – é a velocidade média do escoamento [m/s];

$g$  – aceleração da gravidade [m/s<sup>2</sup>];

$\gamma_w, \gamma_s$  – são respectivamente o peso volúmico da água [9800 Nm<sup>-3</sup>] e do material rochoso [e.g., 26500 Nm<sup>-3</sup>].

- Equação recomendada para PH circular (Fletcher e Grace, 1972 *apud* USDOT, 2006):

$$d_{50} = 0.2D \left( \frac{Q}{\sqrt{g}D^{2.5}} \right)^{4/3} \left( \frac{D}{Tw} \right) \quad (2.2)$$

onde:

$Tw$  – *tailwater* (nível da água a jusante) [m];

$Q$  – caudal [m<sup>3</sup>/s];

$D$  – diâmetro da passagem hidráulica [m];

$g$  – aceleração da gravidade [m/s<sup>2</sup>].

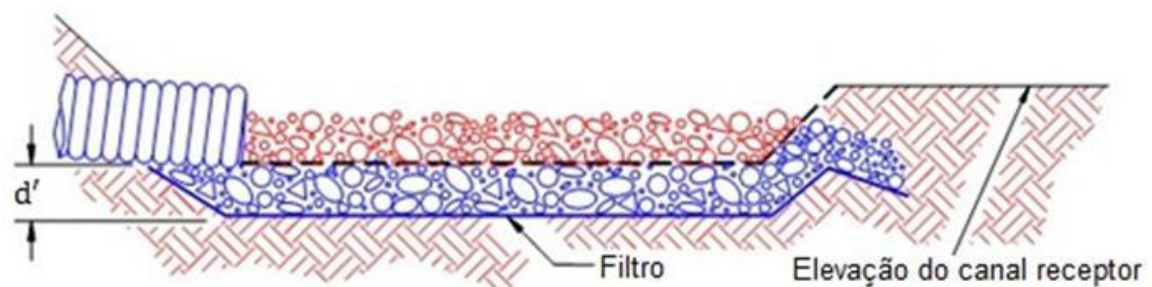
Esta equação assume, por defeito, que o peso volúmico do material que constitui o enrocamento é 26500 Nm<sup>-3</sup>.

Adicionalmente devem ser respeitadas as seguintes recomendações:

- Colocar um filtro de geotêxtil entre o leito natural do canal e o enrocamento, assegurando que aquando da colocação do enrocamento o filtro não se danifica;

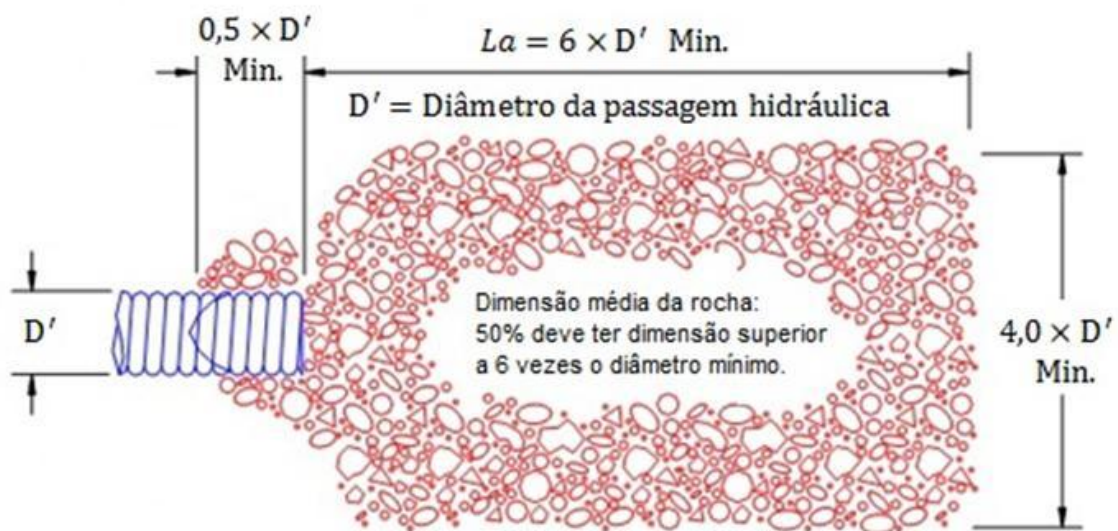
- Inspeccionar o enrocamento após eventos de grande precipitação, procurando vestígios de erosão, deslocação do material ou acumulação de sedimentos entre os espaços vazios das rochas.

Estas bacias estão associadas a fracassos devido, por exemplo, ao inadequado comprimento do enrocamento (extensão insuficiente), bem como ao inadequado dimensionamento do enrocamento (material de granulometria demasiado pequena para a velocidade do escoamento).



Espessura ( $d'$ ) =  $1,5 \times$  Máx. diâmetro da rocha

### Secção



### Planta

Figura 7 - Definição geométrica da bacia de dissipação por enrocamento (ADOT, 2001).

### 2.3. Bacia de dissipação do tipo PWD

A bacia de dissipação do tipo PWD (*Public Works Department*) é uma solução tida em conta a jusante de passagens hidráulicas (PH) circulares (Figura 8), sujeitas a pequenas cargas hidráulicas. Segundo USDA (1969), a eficiência da bacia depende da formação do ressalto hidráulico que garante a dissipação da energia do escoamento, por isso, necessita da existência de tailwater (nível de água permanente a jusante da bacia).

#### 2.3.1. Critérios de dimensionamento

Argue (1961) *apud* Pinheiro (2006), refere que se trata de uma solução aplicável em passagens hidráulicas cujo diâmetro esteja compreendido entre 450 e 1850 mm ( $450 < D < 1850$  mm), para cargas hidráulicas inferiores a três vezes o diâmetro da passagem hidráulica ( $H_1 < 3D$ ). A velocidade do escoamento proveniente da passagem hidráulica deve respeitar a seguinte condição:

$$U < 2\sqrt{gD}, \text{ com } U = Q/A \quad (2.3)$$

onde:

$U$  – velocidade de aproximação do escoamento [m/s];

$g$  – aceleração gravítica [m/s<sup>2</sup>];

$D$  – diâmetro da passagem hidráulica [m];

$Q$  – caudal de dimensionamento da passagem hidráulica [m<sup>3</sup>/s];

$A$  – área da secção transversal da passagem hidráulica [m<sup>2</sup>].

USDA (1969) sugere que o dimensionamento da bacia de dissipação do tipo PWD cumpra os seguintes requisitos (ver Figura 8):

- A crista da soleira de jusante deve estar à mesma cota da passagem hidráulica;
- Deve colocar-se um enrocamento de protecção, imediatamente a jusante da bacia, no leito e nas paredes laterais do canal receptor, ao longo de uma distância correspondente a 4D da PH. O dimensionamento do enrocamento

poderá ser efetuado com base na equação de Izbash anteriormente apresentada.

A definição geométrica da bacia está representada na figura que se segue.

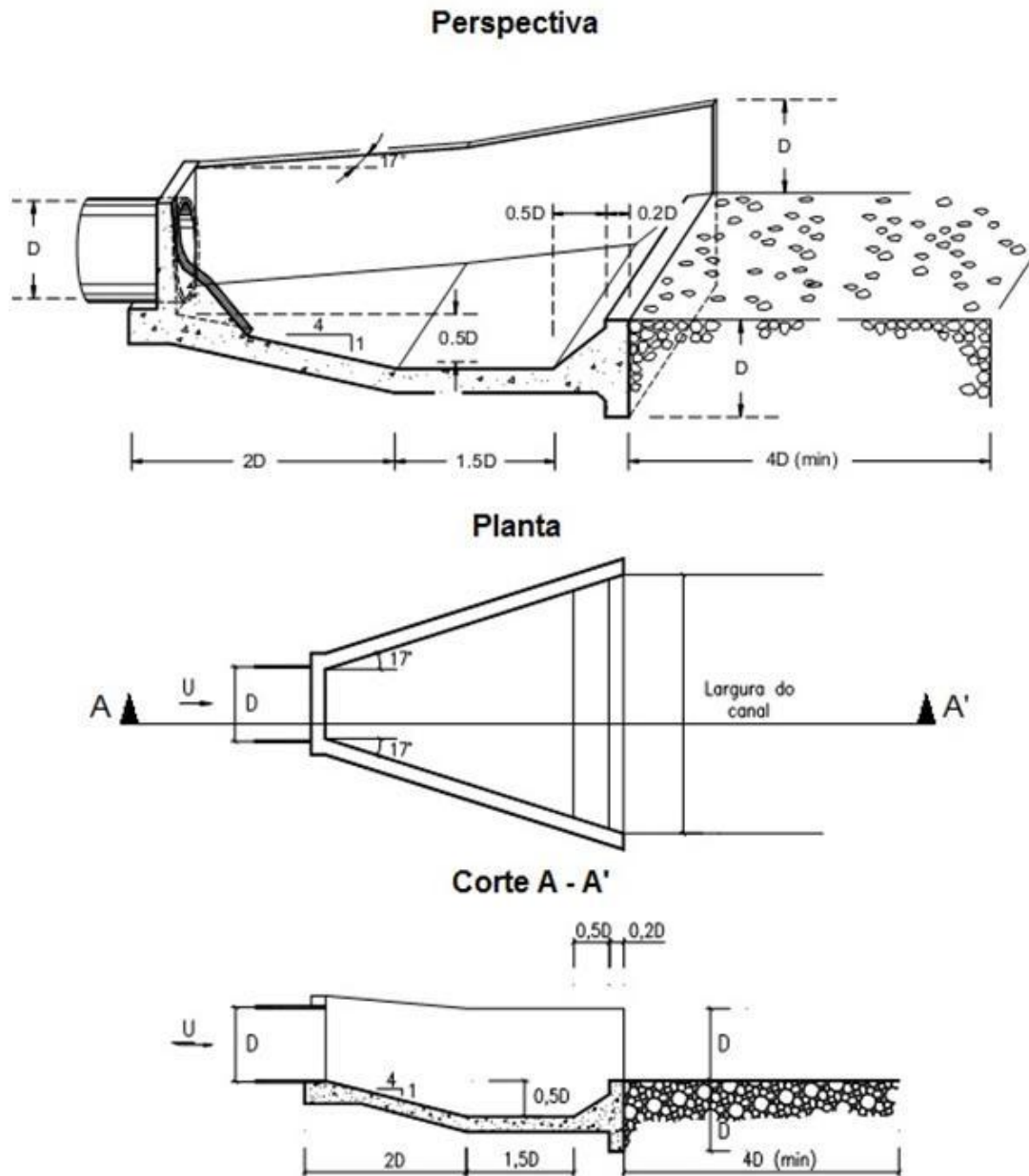


Figura 8 - Definição geométrica da bacia de dissipação do tipo PWD (Argue, 1961 *apud* Pinheiro, 2006).

## 2.4. Bacia de dissipação do tipo WES

A bacia de dissipação do tipo WES tem características semelhantes às descritas na bacia de dissipação do tipo PWD. Contudo, a bacia do tipo WES, como refere Fletcher e Grace (1972) *apud* Pinheiro (2006), difere da bacia do tipo PWD essencialmente pelo facto das suas paredes laterais apresentarem um ângulo de divergência inferior (7°) e serem mais alongadas (ver Figura 9).

### 2.4.1. Critérios de dimensionamento

Os critérios de dimensionamento da bacia de dissipação do tipo WES são os que se seguem (Fletcher e Grace, 1972 *apud* Pinheiro, 2006):

- O dimensionamento hidráulico da bacia deve respeitar a seguinte condição:

$$\frac{Q_d}{D^{5/2}} \leq 2.90 \frac{h_j}{D} \left( \frac{L_b}{D} \right)^{0.40(D/h_j)^{1/3}} \quad (2.4)$$

onde:

$Q_d$  – caudal de dimensionamento da passagem hidráulica [m<sup>3</sup>/s];

$D$  – diâmetro da passagem hidráulica [m];

$h_j$  – nível de água a jusante da bacia (*tailwater*) [m];

$L_b$  – comprimento da bacia (5D) [m].

A definição geométrica da bacia encontra-se representada na figura que se segue.

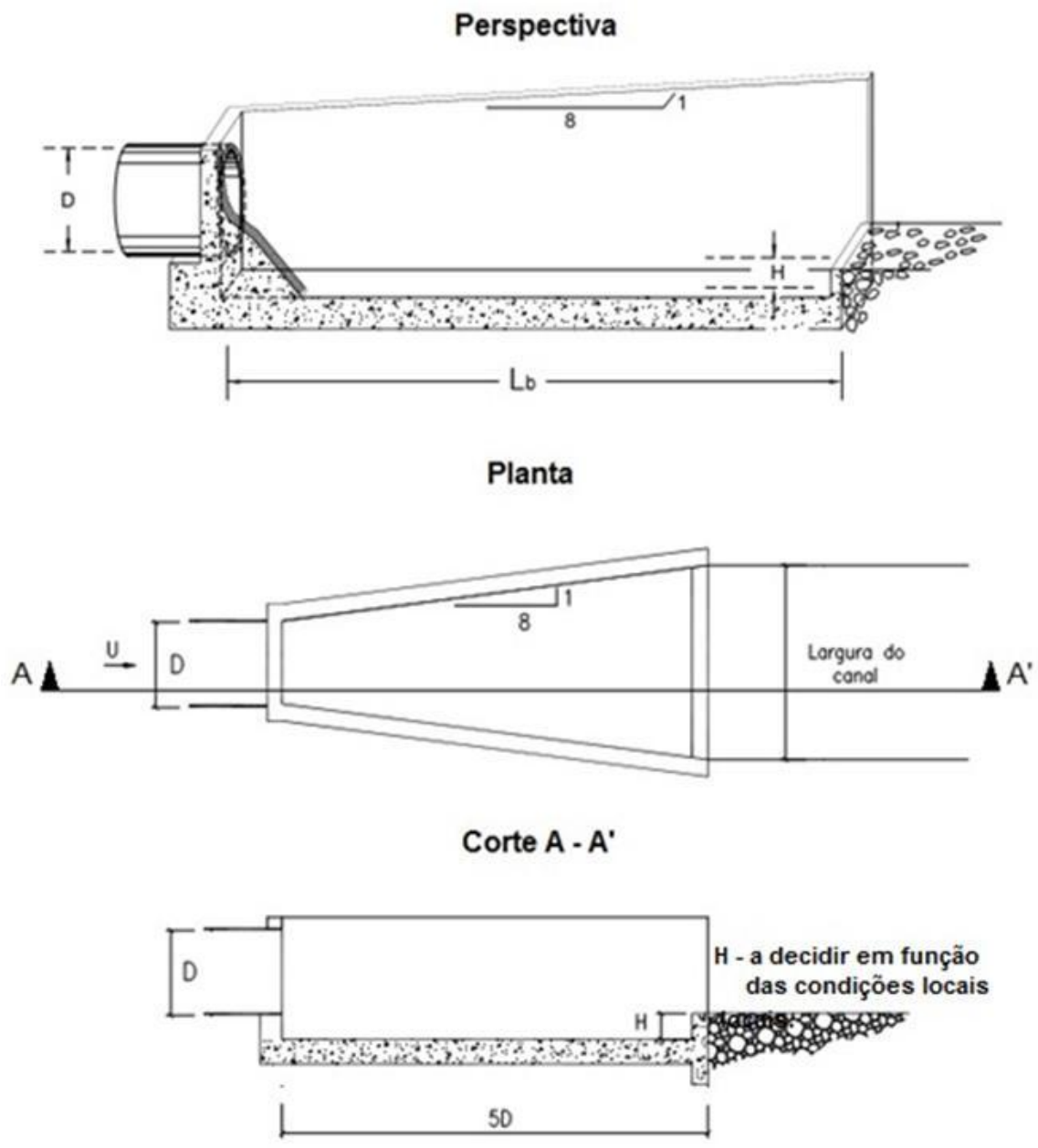


Figura 9 - Definição geométrica da bacia de dissipação do tipo WES (Fletcher e Grace, 1972 *apud* Pinheiro, 2006).

## **2.5. Bacias de dissipação por queda abrupta**

As bacias de dissipação por queda abrupta são estruturas que proporcionam ao escoamento uma queda vertical. Normalmente esta solução é adotada em regiões de orografia complexa para prevenir a ocorrência de escoamento em regime rápido com velocidade acentuada.

As estruturas de queda abrupta têm como principal função regular o declive do canal. A colocação destas estruturas, ao longo do percurso do escoamento faz com que o declive do canal deixe de ser constantemente acentuado, passando a ter trechos, entre quedas verticais, com declives suaves. Como referem Little e Murphey (1982) *apud* Guo (2009), é preferível promover uma série de pequenas estruturas de queda ao longo do canal, em vez de uma de grandes dimensões, devido à turbulência que a queda induz ao escoamento, aumentando a susceptibilidade de erosão a jusante da queda.

A dissipação de energia do escoamento é promovida através da turbulência resultante do impacto da veia líquida (*nappe*) a jusante da estrutura de queda, bem como pelo ressalto hidráulico. Deste modo, torna-se necessário a construção de uma laje de fundo, visando prevenir a erosão no leito do canal. Este tipo de estruturas é, em geral, utilizado para situações de escoamento em regime lento a montante, bem como a jusante do canal. Chow (1959) descreve que a veia líquida proveniente da estrutura de queda abrupta inverte-se no sentido descendente desenvolvendo uma curvatura em que o escoamento ocorre em regime rápido. Este fenómeno promove a formação do ressalto hidráulico (zona de turbulência onde ocorre a dissipação de energia e passagem do regime rápido para lento), sendo necessário dimensionar a laje de fundo com uma extensão compatível com o comprimento do ressalto hidráulico (ver Figura 10).

### **2.5.1. Dimensionamento de estrutura de queda abrupta simples (sem acessórios)**

As bacias de dissipação por queda abrupta podem ser dimensionadas considerando acessórios (blocos de leito e soleira de jusante, ver Figura 12), com o

objectivo de diminuir o comprimento do ressalto hidráulico, ou somente com a laje de fundo para protecção do leito do canal, conforme a Figura 10, recebendo a designação de estrutura de queda abrupta simples.

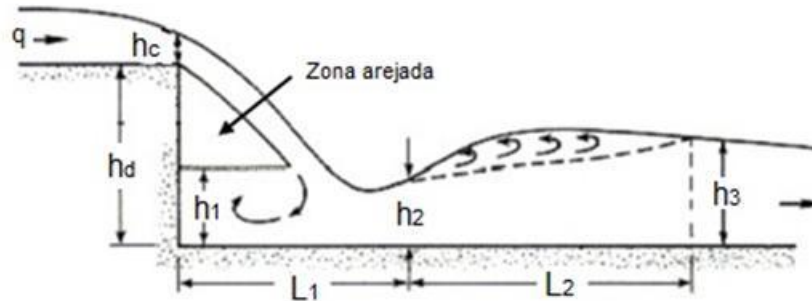


Figura 10 - Geometria do escoamento, numa estrutura de queda abrupta (USDOT, 2006).

A geometria do escoamento numa estrutura de queda abrupta pode ser descrita em função do número de queda (*drop number*) (USDOT, 2006):

$$N_d = \frac{q^2}{gh_d^3} \quad (2.5)$$

onde:

$N_d$  – número de queda [-];

$q$  – caudal unitário ou caudal por unidade de largura da crista [ $m^2/s$ ];

$h_d$  – altura da queda [m];

$g$  – aceleração gravítica [ $m/s^2$ ].

As equações que definem as dimensões de uma estrutura de queda simples (sem blocos de leito, nem soleira de jusante) são as seguintes:

$$\frac{L_1}{h_d} = 4.30N_d^{0.27} \quad (2.6a)$$

$$\frac{h_1}{h_d} = 1.00N_d^{0.22} \quad (2.6b)$$

$$\frac{h_2}{h_d} = 0.54N_d^{0.425} \quad (2.6c)$$

$$\frac{h_3}{h_d} = 1.66N_d^{0.27} \quad (2.6d)$$

onde:

$L_1$  – comprimento da queda (distância entre a parede de queda e a posição de  $h_2$ ) [m];

$h_1$  – nível de água abaixo da veia líquida [m];

$h_2$  – altura do escoamento onde se inicia o ressalto hidráulico [m];

$h_3$  – nível de água no canal, a jusante do ressalto hidráulico [m].

Posteriormente ao cálculo do nível de água no canal, a jusante do ressalto hidráulico ( $h_3$ ) compara-se com o nível de água existente a jusante do canal (*tailwater*) ( $T_w$ ). Por esta comparação define-se o tipo de escoamento, e algumas modificações que podem ser impostas à estrutura (USDOT, 2006):

- Se  $T_w = h_3$ . Não será necessário fazer alterações na bacia de dissipação, pois não ocorre escoamento em regime rápido, e a distância  $L_1$  é mínima;
- Se  $T_w > h_3$ . O ressalto hidráulico é submerso;
- Se  $T_w < h_3$ . A bacia de dissipação deixa de funcionar adequadamente, pois o ressalto hidráulico recua para jusante.

Perante o cenário em que  $T_w < h_3$  deve-se proceder à colocação de blocos de leito e uma soleira de jusante. Estes propiciam maior dissipação de energia devido à fracturação do escoamento, reduzindo assim a extensão da bacia de dissipação.

A bacia de dissipação com blocos de leito e soleira de jusante, para estruturas de queda abrupta (Figura 12), foi desenvolvida por *Agricultural Research Service, St. Anthony Falls Hydraulic Laboratory, University of Minnesota* (Donnelly e Blaisdell, 1954). Trata-se de uma bacia de dissipação para qualquer nível de água a jusante (*tailwater*), aplicável a quedas com alturas entre  $h_d/h_c=1$  e  $h_d/h_c=15$  (ver Figura 12). Para que a estrutura de queda seja eficiente o USDOT (2006), recomenda que a altura total da queda seja menor que 4.6 metros, e exista um nível de *tailwater* suficiente.

## 2.5.2. Dimensionamento de estrutura de queda abrupta com acessórios

Primeiramente determina-se a altura mínima de nível da água a jusante ( $h_3$ ) acima do leito da bacia com base nas seguintes equações:

$$h_3 = 2.15h_c \quad (2.7)$$

onde:

$h_3$  - altura mínima de *tailwater* acima do leito da bacia [m];

$h_c$  - altura crítica do escoamento [m]. Quando se trata de escoamento em canais de secção rectangular o  $h_c$  pode ser calculado pela equação:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (2.8)$$

onde:

$q$  - caudal unitário [ $m^2/s$ ];

$g$  - aceleração gravítica [ $m/s^2$ ].

Em seguida calcula-se a altura total da queda ( $h_d$ ) sendo que, para tal é determinante conhecer a distância vertical entre  $h_3$  e a crista do descarregador, ( $h_2$ ). O valor resultante é geralmente negativo porque o ponto de referência é a crista.

$$h_2 = -(h - h_u) \quad (2.9)$$

onde:

$h$  - altura da queda vertical [m];

$h_u$  - altura uniforme (ou normal) do escoamento [m].

$$h_d = -(h_2 - h_3) \quad (2.10)$$

Como pode ser observado na Figura 12, o comprimento da bacia de dissipação ( $L_B$ ) é determinado da seguinte forma:

$$L_B = L_1 + L_2 + L_3 \quad (2.11)$$

onde:

$L_1$  – distância desde a parede de queda até ao local onde a veia líquida atinge o leito da bacia [m];

$L_2$  – distância desde o local onde a veia líquida atinge o leito da bacia até à face de montante dos blocos de leito [m];

$L_3$  - distância desde a face de montante dos blocos de leito até ao final da bacia de dissipação [m].

O comprimento mínimo da bacia é dado por:

$$L_B = L_1 + 2.55h_c \quad (2.12)$$

O cálculo de  $L_1$  pode ser efectuado através das seguintes equações:

$$L_1 = \frac{L_f + L_s}{2} \quad (2.13a)$$

$$L_f = \left( -0.406 + \sqrt{3.195 - 4.368 \frac{h_d}{h_c}} \right) h_c \quad (2.13b)$$

$$L_s = \frac{\left( 0.691 + 0.228 \left( \frac{L_t}{h_c} \right)^2 - \left( \frac{h_d}{h_c} \right) \right) h_c}{0.185 + 0.456 \left( \frac{L_t}{h_c} \right)} \quad (2.13c)$$

$$L_t = \left( -0.406 + \sqrt{3.195 - 4.368 \frac{h_2}{h_c}} \right) h_c \quad (2.13d)$$

$$L_2 = 0.8h_c \quad (2.14)$$

$$L_3 \geq 1.75h_c \quad (2.15)$$

O comprimento  $L_1$  também pode ser determinado com o auxílio do diagrama representado na Figura 11.

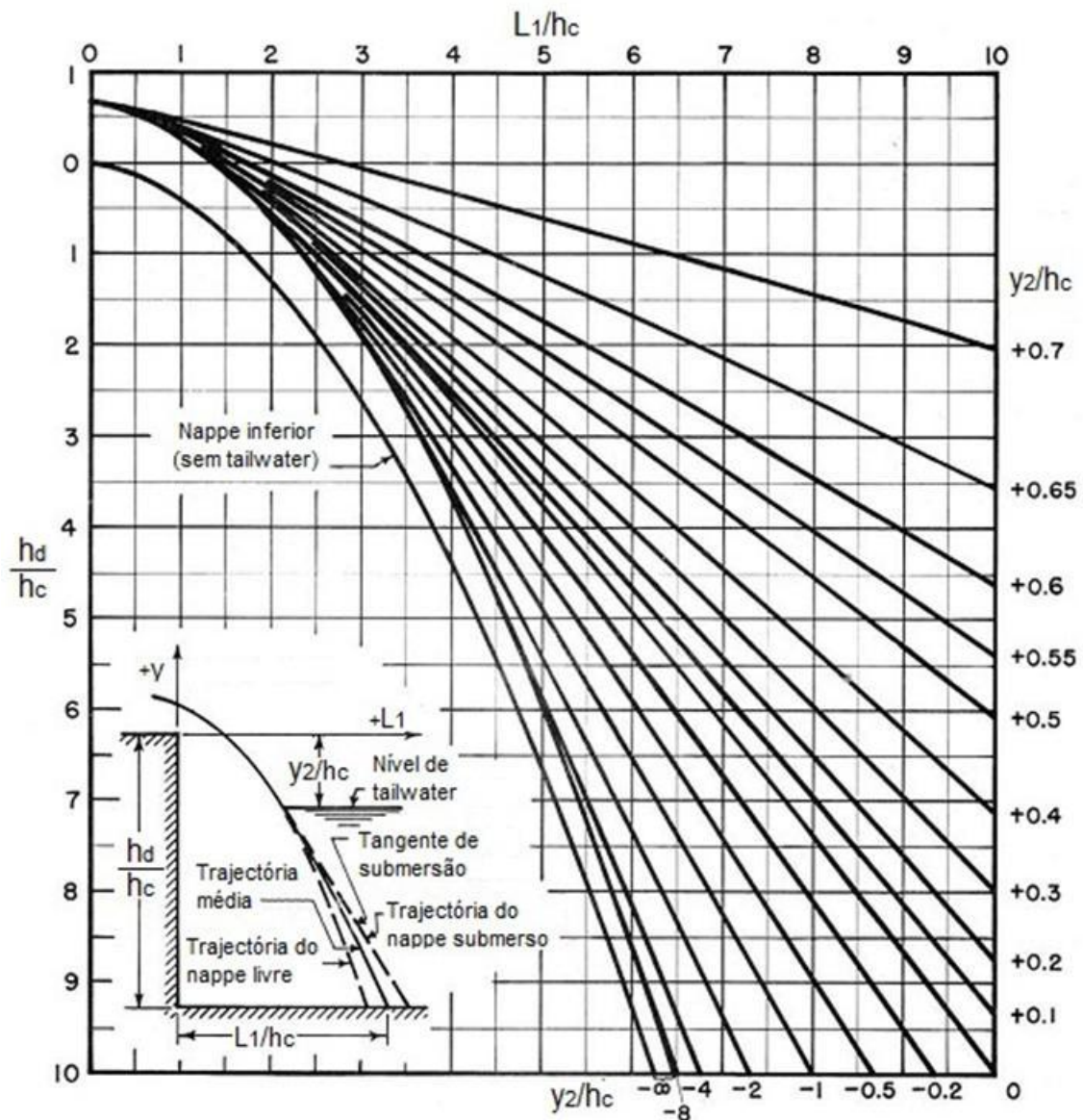


Figura 11 - Diagrama para a determinação de  $L_1$  (Donnelly e Blaisdell, 1954).

Os blocos de leito devem ser de secção quadrada, em planta, ocupando cerca de 50 a 60% da largura da bacia, respeitando as seguintes dimensões:

- Altura =  $0.8h_c$
- Largura e espaçamento =  $0.4h_c$

A bacia também demonstra performance adequada quando o espaçamento entre blocos possui uma tolerância de  $\pm 0.15h_c$ . A soleira de jusante deve ter uma altura de  $0.4h_c$ .

As paredes laterais evitam o transbordamento do escoamento, devido à turbulência e ondas resultantes do impacto nos blocos de leito e na soleira de jusante. Estas paredes devem ter uma altura acima do nível de  $h_3$  de  $0.85h_c$  (ver Figura 12). Os muros de ala devem ser instalados com um ângulo de  $45^\circ$  em relação ao eixo do descarregador, e com uma inclinação de topo de 1H:1V.

O leito do canal de aproximação deve estar ao mesmo nível da crista, e com largura semelhante. Deve também, ser pavimentado em betão ou com enrocamento, a uma distância a montante da parede de queda igual a  $3h_c$  (USDOT, 2006).

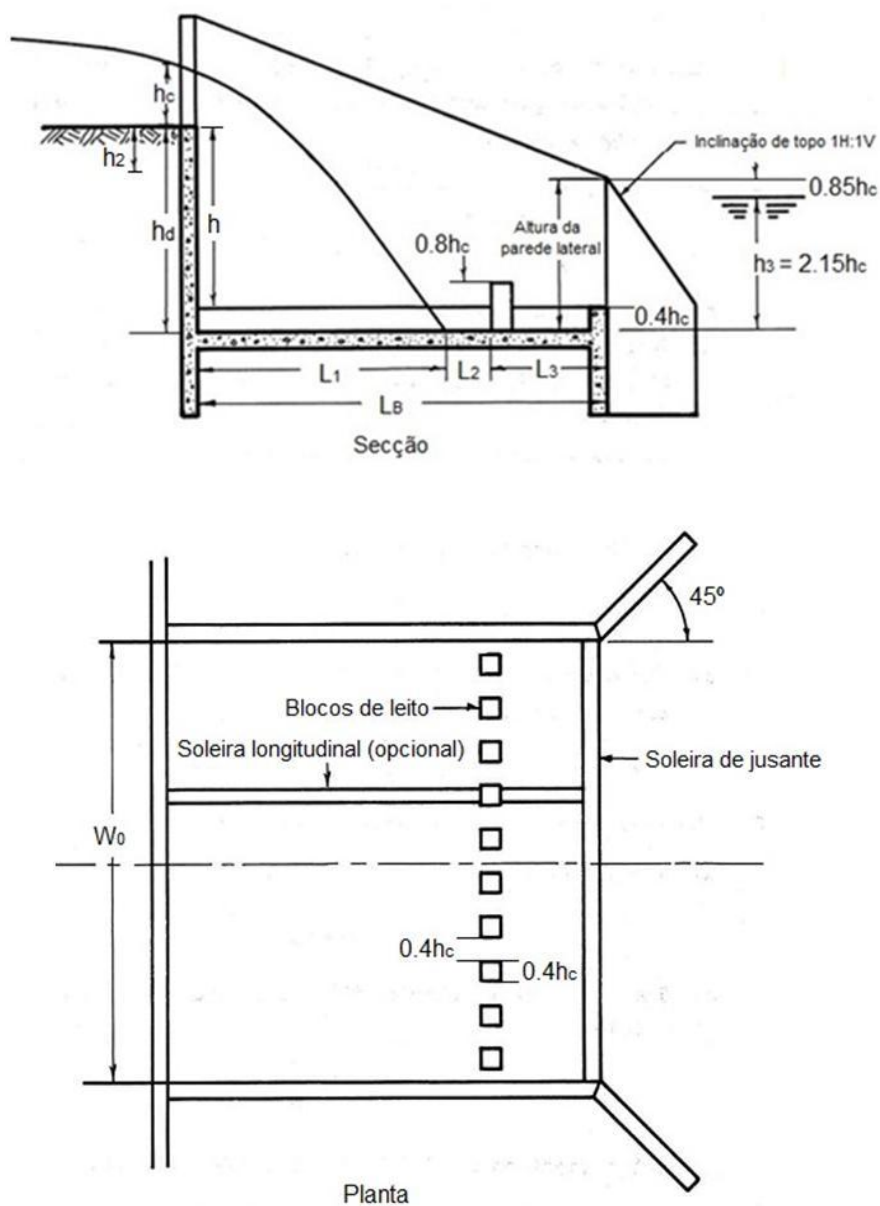


Figura 12 - Bacia de dissipação por queda abrupta (Donnelly e Blaisdell, 1954).

## 2.6. Poço de dissipação de energia

O poço de dissipação de energia (Figura 13) consiste numa solução em que se implanta um poço vertical, na extremidade da passagem hidráulica (ou colector pluvial). O topo do poço deve estar ao mesmo nível do canal receptor e a área adjacente deve estar protegida com enrocamento ou pavimentada (USACE, 1984). É uma solução normalmente utilizada em situações em que não ocorrem o transporte de materiais de grandes dimensões (apenas areias e/ou lodos). Caso o canal seja susceptível de transporte de detritos, a escolha desta solução deve ter em conta o dimensionamento de estruturas de recolha de detritos/resíduos a montante da estrutura de dissipação de energia. Trata-se de uma solução comumente utilizada em sistema de drenagem de águas pluviais, em estradas (USDOT, 2008).

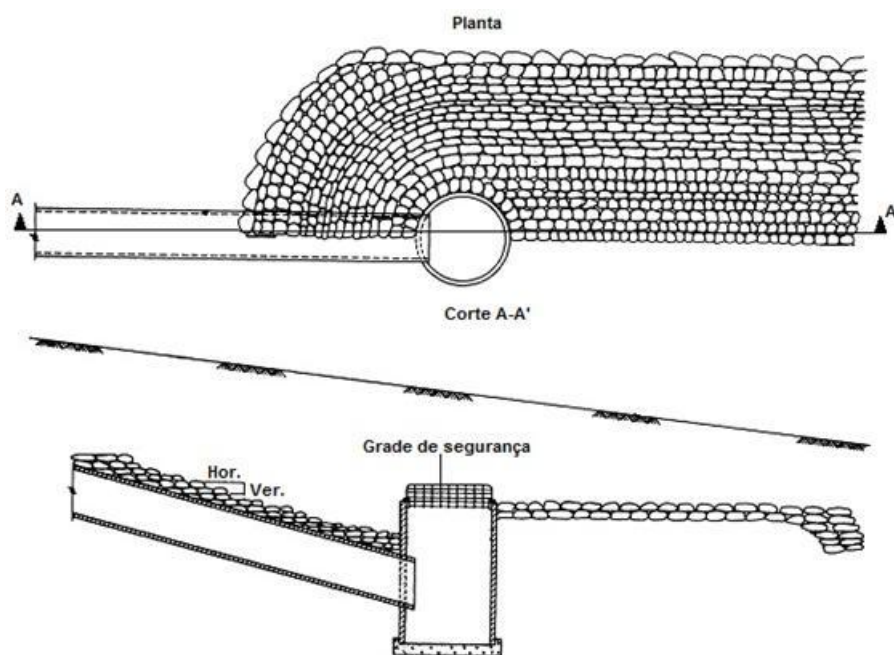


Figura 13 - Esquício do dissipador de energia do escoamento por poço (USACE, 1963).

Segundo a USACE (1963), a dissipação da energia do escoamento ocorre através da expansão do escoamento no poço, através do impacto no fundo e na parede da extremidade oposta à passagem hidráulica (ou colector), e pela mudança de

direcção do escoamento (o escoamento é forçado a dirigir-se na vertical para ascender ao canal de jusante).

### 2.6.1. Critérios de dimensionamento

USDOT (2006) sugere que o dimensionamento deste tipo de estruturas deve seguir o seguinte procedimento (a definição geométrica da estrutura consta na Figura 14):

- É necessário conhecer, em primeiro lugar, o diâmetro da passagem hidráulica ( $D$ ) a montante do poço e o caudal ( $Q$ ) de dimensionamento. Deste modo, o diâmetro do poço ( $D_w$ ) é determinado através da Figura 15, intersectando o caudal com o diâmetro da passagem hidráulica;

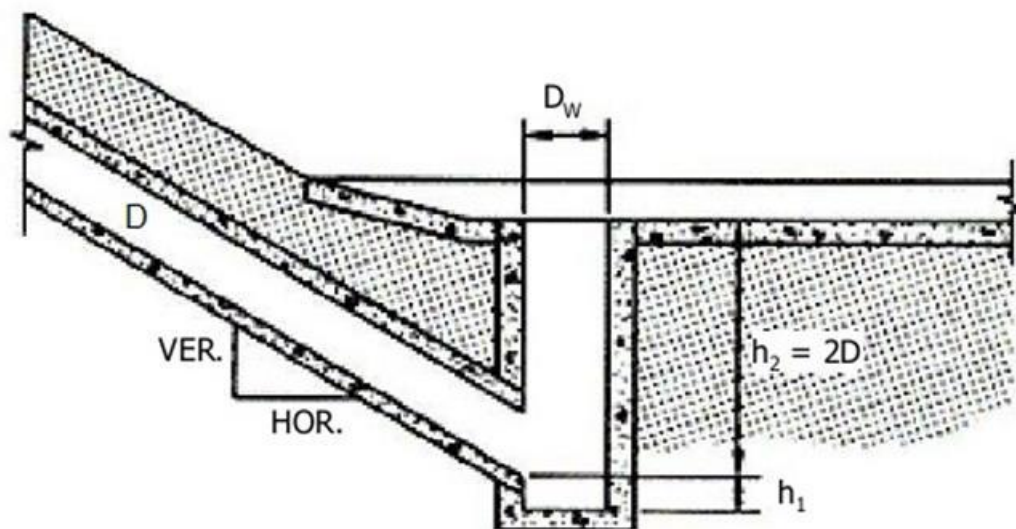


Figura 14 - Definição geométrica do dissipador de energia por poço (USDOT, 2006).

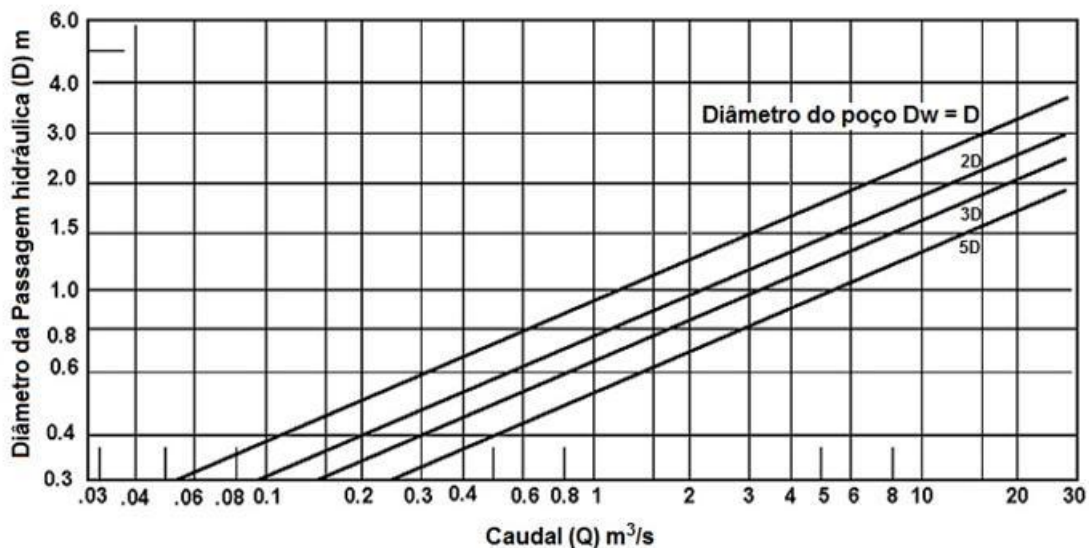


Figura 15 – Diagrama para a determinação do diâmetro do poço ( $D_w$ ) (USDOT, 2006).

- Determina-se a profundidade do poço abaixo da secção de saída da passagem hidráulica de montante ( $h_1$ ), com o auxílio da Figura 16 fazendo intersectar a razão do declive, com a curva representada;

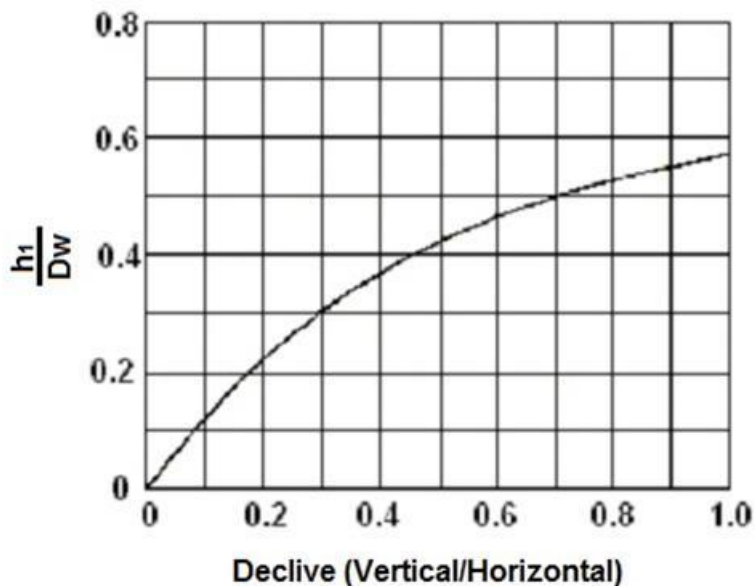


Figura 16 – Diagrama para a determinação da profundidade do poço abaixo da cota da secção de saída da PH de montante ( $h_1$ ) (adaptada de USDOT, 2006).

- A altura mínima do poço acima da passagem hidráulica de montante é 2D. Contudo, se as características do local de implantação permitirem que a

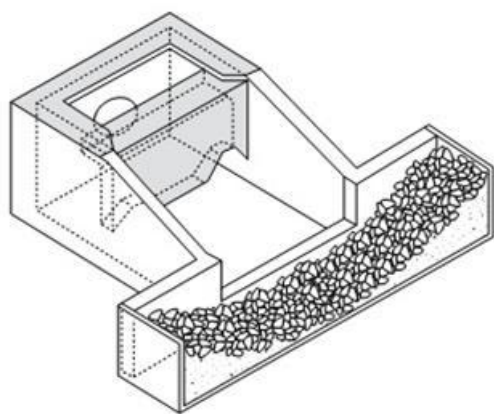
altura do poço acima da passagem hidráulica seja superior a  $2D$ , garante-se uma maior eficiência na dissipação de energia do escoamento. O nível de água a jusante (*tailwater*) não é determinante para o adequado desempenho desta solução. Porém a existência de *tailwater* também contribui para uma maior eficiência;

- A protecção do canal receptor, deve ter um comprimento, mínimo, de  $3D_w$ ;
- A parte superior do poço deve ser protegida com uma grade (Figura 13), para que não entrem detritos que possam obstruir a passagem do escoamento. Mas, a malha da grade deve ser suficientemente aberta para permitir a passagem de resíduos comuns da drenagem (e.g. garrafas, latas).

## 2.7. Bacias de dissipação por impacto

As estruturas de dissipação de energia do escoamento por impacto são normalmente utilizadas a jusante de passagens hidráulicas (PH) circulares ou rectangulares, quando o regime de escoamento torna impraticável a colocação de enrocamentos de protecção. Trata-se de uma solução que pode ser adoptada em PH em pressão, bem como em escoamento em superfície livre. São estruturas em forma de caixa, em betão armado, e eficientes na dissipação de energia mesmo na ausência de qualquer nível de água a jusante da passagem hidráulica (UDFCD, 2008).

A dissipação de energia do escoamento ocorre devido à turbulência e aos remoinhos resultantes do impacto do jacto de água, proveniente da passagem hidráulica, no elemento em betão armado (vertical). O elemento vertical onde ocorre o impacto do jacto de água é uma viga transversal colocada à saída da passagem hidráulica, com secção em  $L$  invertido (ver Figura 17).



(a)



(b)

Figura 17 – Bacia de dissipação por impacto: (a) esquiço da bacia de dissipação por impacto (ODNR, 2011); (b) fotografia da bacia implantada a jusante de uma PH (TDOT, 2011).

### 2.7.1. Critérios de dimensionamento

As bacias de dissipação por impacto são geralmente implantadas, a jusante de PH circulares (Figura 19), de acordo com as recomendações de dimensionamento desenvolvidas pelo *United States Bureau of Reclamation* (USBR), (cf. Aisenbrey *et al.*, 1978; Beichley, 1978; Peterka, 1984). Segundo USBR, para que a bacia seja eficiente, a velocidade do escoamento à entrada da bacia não deve exceder os 9.0 m/s.

Caso a secção de montante da PH se encontre submersa, deve instalar-se um tubo de ventilação perto da entrada da mesma, com diâmetro igual a 1/6 do diâmetro da PH. O tubo de ventilação promove o arejamento, e a mitigação de pressões resultantes do ressalto hidráulico que provavelmente se formará na parte final da PH.

A inclinação da PH, a montante da bacia, deve ser inferior a 15°. Para casos em que a inclinação seja superior a 15° deve-se promover um trecho horizontal, a montante da saída da PH, com uma extensão de pelo menos duas vezes o diâmetro (caso a PH seja rectangular a extensão deve ser igual a duas vezes a largura da PH).

Segundo Lencastre (1996), a definição geométrica da bacia (Figura 19) depende da sua largura ( $W$ ). Consequentemente, a largura da bacia depende do número de

Froude ( $Fr$ ) e do diâmetro da PH ( $D$ ). Como tal, a largura da bacia pode ser determinada através da seguinte equação:

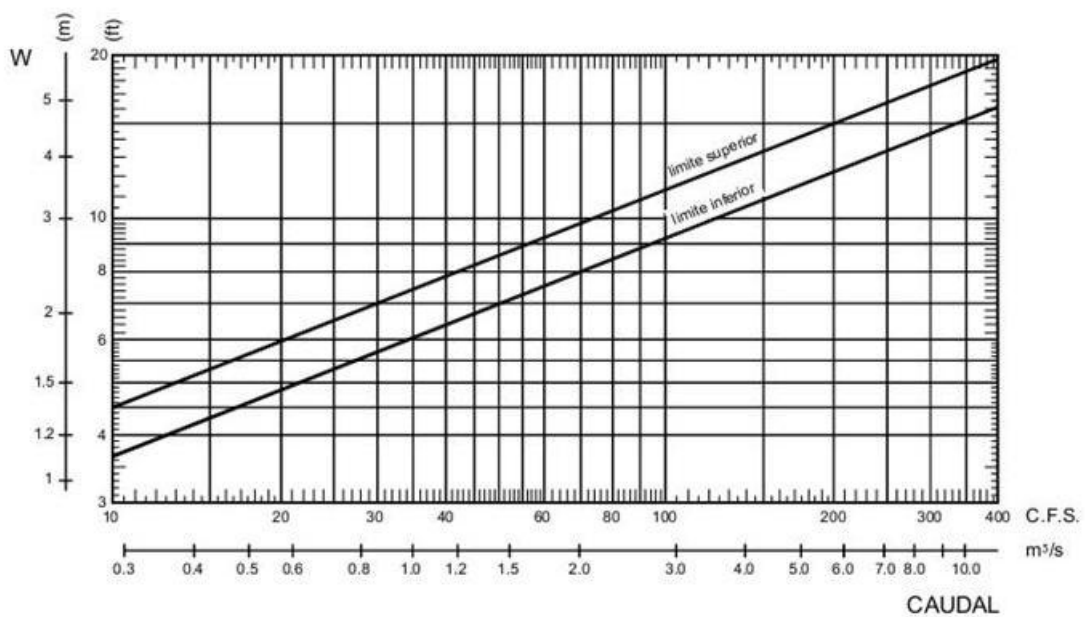
$$\frac{W}{D} = 3.0Fr^{0.55} \quad (2.16)$$

onde:

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gD}} \quad (2.17)$$

Os termos das equações já foram descritos anteriormente.

A largura da bacia pode também ser calculada com o auxílio da Figura 18, em função do caudal:



**Figura 18 - Largura da bacia de dissipação por impacto em função do caudal (Peterka, 1984 apud Pinheiro, 2006).**

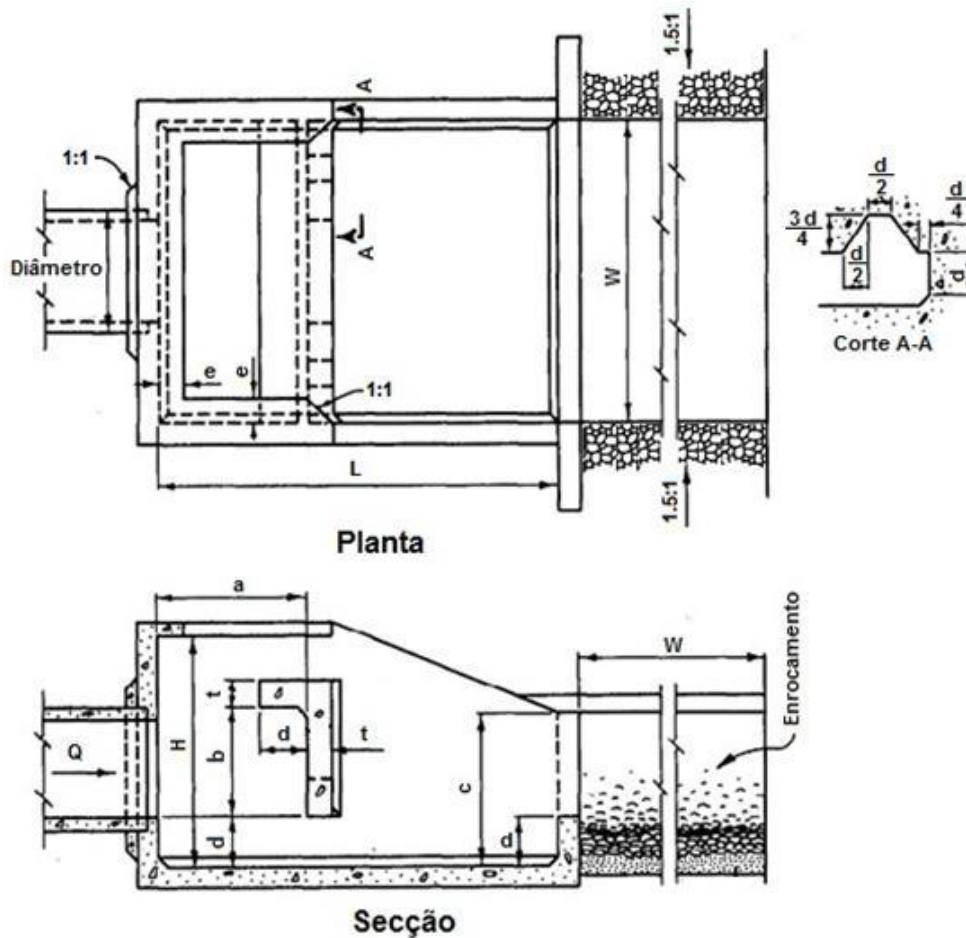


Figura 19 - Definição geométrica da bacia de dissipação por impacto (Beichley, 1978).

As restantes dimensões são as que se apresentam em seguida:

$$\begin{aligned}
 H &= \frac{3}{4}W; & L &= \frac{4}{3}W; & a &= c = 0.5W; & b &= \frac{3}{8}W; \\
 d &= \frac{1}{6}W; & e &= \frac{1}{12}W; & t &\geq \frac{1}{12}W.
 \end{aligned}$$

Apesar da bacia não necessitar que haja um nível de água a jusante para ser eficiente na dissipação de energia do escoamento, quando este nível for de aproximadamente  $d + \frac{b}{2}$  acima do leito, a turbulência e a erosão serão menores a jusante da bacia. Porém, se o nível for superior a  $d + \frac{b}{2}$ , uma porção do escoamento passa sobre a viga.

Durante os períodos em que o funcionamento da bacia é pouco solicitado, acumulam-se sedimentos no leito que impedem a passagem do escoamento sob a

viga. Para que a estrutura seja autónoma na limpeza dos sedimentos, fazem-se reentrâncias na parte inferior da viga (Figura 19). As reentrâncias promovem a concentração do escoamento, ajudando na limpeza dos sedimentos acumulados na bacia.

Ainda segundo Lencastre (1996), é necessário um enrocamento de protecção no leito do canal, a jusante da bacia. O diâmetro médio do material ( $D_{50}$ ) pode ser obtido através da Tabela 1 em função do diâmetro da PH. O tapete de enrocamento deve ter uma espessura de  $1.5D_{50}$ , e uma extensão igual à largura da bacia. As paredes laterais devem ter um declive de 1.5H:1V

**Tabela 1 - Diâmetro do enrocamento de protecção a jusante da bacia de dissipação por impacto, em função do diâmetro da passagem hidráulica (Lencastre, 1996).**

<b>Diâmetro do colector</b>	<b>Diâmetro do enrocamento</b>
<b>[m]</b>	<b>[m]</b>
<b>0.45</b>	0.10
<b>0.60</b>	0.18
<b>0.75</b>	0.20
<b>0.90</b>	0.23
<b>1.05</b>	0.24
<b>1.20</b>	0.26
<b>1.35</b>	0.30
<b>1.50</b>	0.33
<b>1.80</b>	0.35

Pode também ser utilizada uma soleira com uma geometria diferente da ilustrada anteriormente, pois segundo Beichley (1978), a utilização desta soleira resulta numa menor erosão do canal a jusante da bacia (Figura 20).

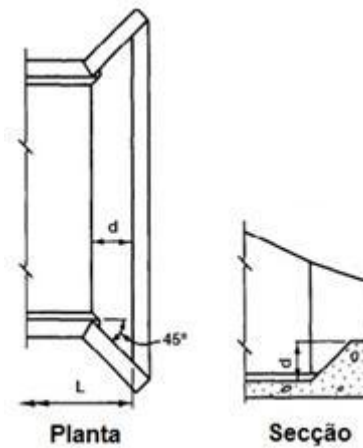


Figura 20 – Soleira alternativa da bacia de dissipação por impacto (Beichley, 1978).

## 2.8. Bacias de dissipação de energia por ressalto hidráulico

### 2.8.1. Bacia de dissipação de energia por ressalto hidráulico livre

As bacias de dissipação de energia por ressalto hidráulico livre (*free jump stilling basins*) podem ser concebidas para qualquer faixa de números Froude do escoamento ( $Fr$ ) acima de 1.7. É a partir desta gama de  $Fr$  que o ressalto hidráulico começa a formar-se. Por razões económicas e de desempenho, a bacia de dissipação por ressalto hidráulico livre é concebida apenas para baixos números de Froude ( $1.7 < Fr < 2.5$ ), pois neste intervalo de  $Fr$  a energia dissipada é baixa, cerca de 20% (cf. USDOT, 2006).

Segundo USBR (1987), estas bacias não contêm acessórios, como blocos de queda, blocos de leito, nem soleira de jusante, para reduzir o comprimento do ressalto hidráulico. Apenas têm o objectivo de confiná-lo no seu interior (ver Figura 21) evitando, deste modo, erosão no leito do canal.

Para números de Froude superiores a 2.5 a formação do ressalto hidráulico começa a intensificar-se, tornando economicamente inexequível a concepção desta solução, pela sua extensão.

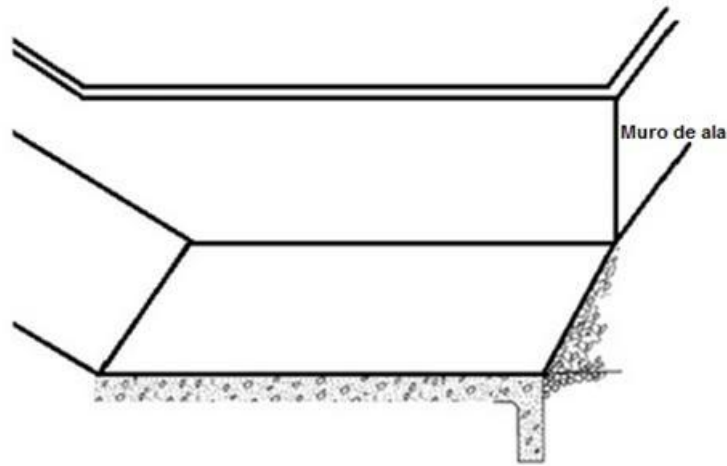


Figura 21 - Esquízo da bacia de dissipação por ressalto hidráulico livre proposta pelo USBR (Baptista e Coelho, 2003).

### 2.8.1.1. Critérios de dimensionamento

USDOT (2006) recomenda que a primeira análise seja feita à saída da passagem hidráulica. Deste modo, determina-se o regime de escoamento através do  $Fr$ , pela equação (2.18), que permite avaliar a altura conjugada do ressalto hidráulico ( $h_2$ ) pela equação (2.19).

Novak *et al.* (2007), referem que quando  $h_2$  é superior ao nível de água a jusante (*tailwater*) ( $T_w$ ) o ressalto hidráulico não irá formar-se, sendo necessário a implementação de uma bacia de dissipação de energia para forçar o ressalto hidráulico (ver Figura 22). Para situações em que  $h_2$  é inferior a  $T_w$ , não é necessário qualquer bacia de dissipação de energia, apenas deve colocar-se uma laje de fundo, horizontal, com o intuito de proteger o leito do canal, pois o ressalto hidráulico forma-se naturalmente.

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gh_m}}, \text{ com } h_m = A/T \quad (2.18)$$

onde:

$Fr$  - número de Froude [-];

$U$  - velocidade do escoamento [m/s];



concepção de margens divergentes, a largura da secção de entrada da bacia ( $W_B$ ) deve respeitar a seguinte condição (USDOT, 2006):

$$W_B \leq W_0 + \frac{2 \times L_T \times \sqrt{S_T^2 + 1}}{3 \times Fr_0} \quad (2.20)$$

onde:

$L_T$  – comprimento da transição entre a PH e a laje de fundo da bacia [m];

$S_T$  – declive da transição entre a PH e a laje de fundo da bacia [m/m];

$W_0$  – largura da PH [m];

$Fr_0$  – número de Froude á saída da PH [-].

O comprimento da transição entre a PH e a laje de fundo da bacia ( $L_T$ ) pode ser determinado através da seguinte expressão:

$$L_T = \frac{Z_0 - Z_1}{S_T} \quad (2.21)$$

Uma vez que a bacia de dissipação por ressalto hidráulico livre não dispõe de acessórios para diminuir o comprimento do ressalto hidráulico, a preocupação prende-se com a determinação do comprimento necessário da laje de fundo ( $L_B$ ) para confinar o ressalto hidráulico no seu interior. Conforme ressalta Peterka (1984), o comprimento do ressalto hidráulico representará o final da laje de fundo, bem como o das paredes laterais, numa bacia de dissipação de energia convencional.

O comprimento da bacia pode ser determinado através da Figura 23 que relaciona o número de Froude do escoamento à entrada da bacia ( $F_{r1}$ ) com a razão entre o comprimento da bacia ( $L_B$ ) e a altura do escoamento a jusante da mesma ( $h_2$ ).

Para estimar  $F_{r1}$  é necessário determinar a altura do escoamento através da equação (2.22) resolvendo-a em ordem à altura do escoamento à entrada da bacia ( $h_1$ ).

$$Q = h_1 \times W_B \times [2g(Z_0 - Z_1 + h_0 - h_1) + U_0^2]^{1/2} \quad (2.22)$$

onde:

$W_B$  – largura da bacia [m];

$U_0$  – velocidade do escoamento à saída da PH [m/s];

$Z_1$  – cota à entrada da bacia [m];

$Z_0$  – cota à saída da PH [m];

$h_1$  – altura do escoamento à entrada da bacia [m];

$h_0$  – altura do escoamento à saída da PH [m];

$g$  – aceleração gravítica [m/s<sup>2</sup>].

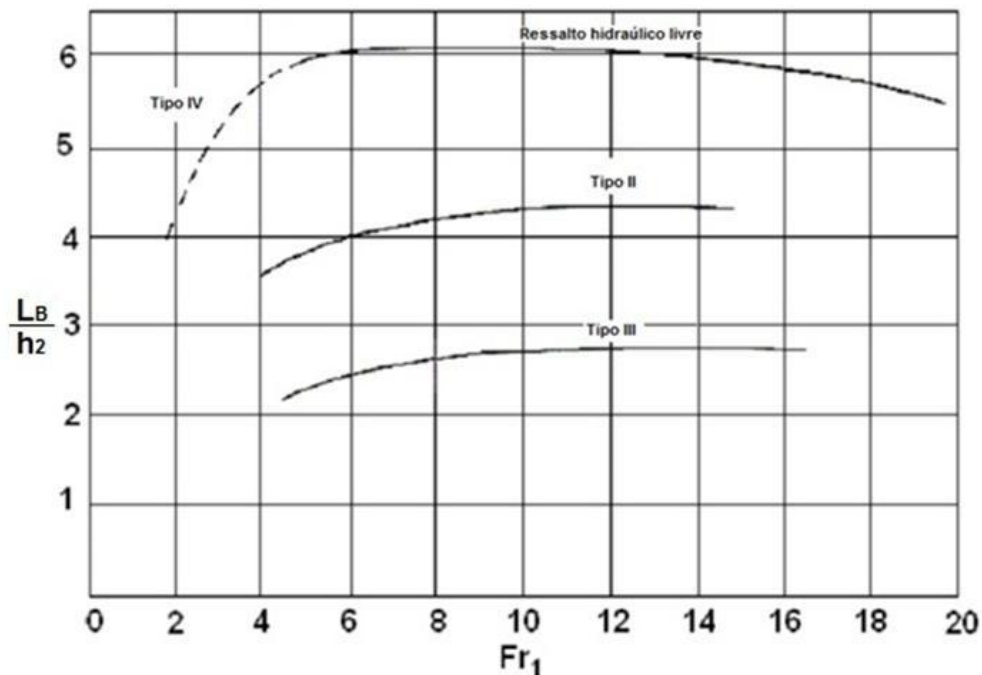


Figura 23 – Comprimento do ressalto hidráulico, em canais de secção rectangular (adaptada de USDOT, 2006).

Desta forma, obtém-se o comprimento necessário da laje de fundo e das paredes laterais, para confinar o ressalto hidráulico ao interior da bacia.

O comprimento da transição entre a laje de fundo e o final da bacia pode ser determinado a partir da seguinte equação:

$$L_S = \frac{L_T \times (S_T - S_0) - L_B \times S_0}{S_S + S_0} \quad (2.23)$$

onde:

$L_T$  – comprimento da transição entre a PH e a laje de fundo da bacia [m];

$L_S$  – comprimento da transição entre a laje de fundo e o final da bacia [m];

$S_0$  – declive da PH [m/m].

Para ocorrer ressalto hidráulico,  $Z_2+h_2$  deve ser inferior ou igual a  $Z_3+T_w$ . Caso  $Z_2+h_2$  seja superior a  $Z_3+T_w$ , significa que não existe  $T_w$  suficiente para forçar o ressalto hidráulico, logo, deve-se fixar a cota  $Z_1$  a um nível inferior ao estabelecido anteriormente, e repetir todo o processo de cálculo até que a condição se verifique. A cota da elevação à saída da bacia é determinada a partir da seguinte equação:

$$Z_3 = L_S \times S_S + Z_1 \quad (2.24)$$

onde:

$Z_3$  – cota da elevação da à saída bacia [m].

Para concluir a definição geométrica da bacia, determina-se o raio de curvatura entre a saída da passagem hidráulica e a transição para a bacia (Meshing e Moore, 1970 *apud* USDOT, 2006):

$$r = \frac{h_0}{\frac{1.5}{eFr^2} - 1} \quad (2.25)$$

onde:

$r$  – raio de curvatura [m];

$h_0$  – altura do escoamento à saída da passagem hidráulica [m].

Os muros de ala (*wing walls*), paredes de protecção situadas na secção de jusante da bacia, têm como função proteger o terreno dos efeitos erosivos causados pela turbulência do escoamento (ver Figura 21). Os muros de ala não têm um processo linear de dimensionamento, pois podem variar consoante as características do local, tal como a profundidade até ao solo de fundação e o grau de protecção desejado.

Segundo USBR (1987), a folga que as paredes laterais das bacias de dissipação por ressalto hidráulico devem apresentar em relação ao nível de água de jusante ( $F$ ), pode ser determinada da seguinte forma:

$$F = 0.1(U_1 + h_2) \quad (2.26)$$

Onde:

$U_1$  – velocidade do escoamento à entrada da bacia [m/s];

$h_2$  – altura conjugada do ressalto hidráulico [m].

### 2.8.2. Bacia do United States Bureau of Reclamation (USBR) do tipo II

As bacias de dissipação de energia do escoamento propostas pelo USBR foram submetidas a vários testes em laboratório, com modelos de bacias idênticas às construídas no terreno, de forma a generalizar as regras que garantam o adequado dimensionamento das mesmas, visando a obtenção de uma estrutura menos onerosa, sem comprometer o seu desempenho (Peterka, 1984).

A bacia USBR tipo II é composta por blocos de queda colocados a montante da laje de fundo da bacia, e uma soleira dentada a jusante da mesma, tal como se observa na Figura 24. A colocação dos acessórios (e.g. blocos de queda e soleira) permite obter uma bacia de extensão mais reduzida (Peterka, 1984).

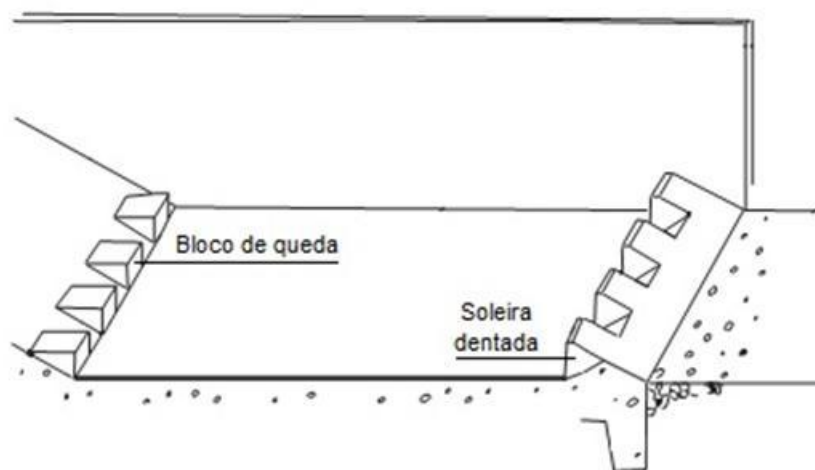


Figura 24 - Esquício da bacia de dissipação de energia USBR Tipo II (Peterka, 1984).

Chow (1959) salienta que esta solução é equacionada para barragens altas, descarregadores de barragens de terra e grandes estruturas em canais. A bacia do tipo II deve ser adoptada para números de Froude do escoamento superiores a 4.5.

### 2.8.2.1. Critérios de dimensionamento

O processo de dimensionamento das bacias de dissipação de energia do escoamento por ressalto hidráulico, com acessórios, é análogo ao da bacia de dissipação por ressalto hidráulico livre, excepto no que concerne à disposição e geometria dos acessórios a colocar.

O nível de água a jusante (*tailwater*) deve ser devidamente estimado, pois segundo Peterka (1984: 23) “qualquer perda adicional do nível de água a jusante, irá fazer com que o ressalto hidráulico se prolongue para além do limite de jusante da bacia”. Deste modo recomenda-se que a bacia seja dimensionada garantindo um nível de água a jusante com uma margem de segurança, no mínimo, de  $0.05h_2$ .

Os acessórios da bacia (Figura 25) devem respeitar as seguintes recomendações (Peterka, 1984):

- Blocos de queda: a altura do bloco de queda ( $D_1$ ), a largura ( $W_1$ ) e o espaçamento entre os mesmos ( $S_1$ ) devem ser iguais à altura do escoamento à entrada da bacia ( $h_1$ ). Os blocos nas extremidades devem estar afastados das paredes laterais a uma distância de  $\frac{1}{2}h_1$ .
- Soleira dentada: a altura da soleira dentada ( $D_2$ ) deve ser igual a  $0.2h_2$ . A largura de cada “dente” ( $W_2$ ) e o espaçamento entre eles ( $S_2$ ) devem ser, no máximo de  $0.15h_2$ . Nas extremidades da soleira, coloca-se um “dente” adjacente às paredes laterais da bacia. O declive da zona entre os “dentes” é de 2:1 (H:V).
- A colocação dos blocos de queda, fazendo coincidir com as aberturas da soleira, não é um processo recomendado para esta bacia. A altura das paredes laterais são normalmente ajustadas consoante o terreno a proteger, pois é difícil conceber paredes suficientemente altas para amparar todo o salpico proveniente da turbulência do ressalto hidráulico.

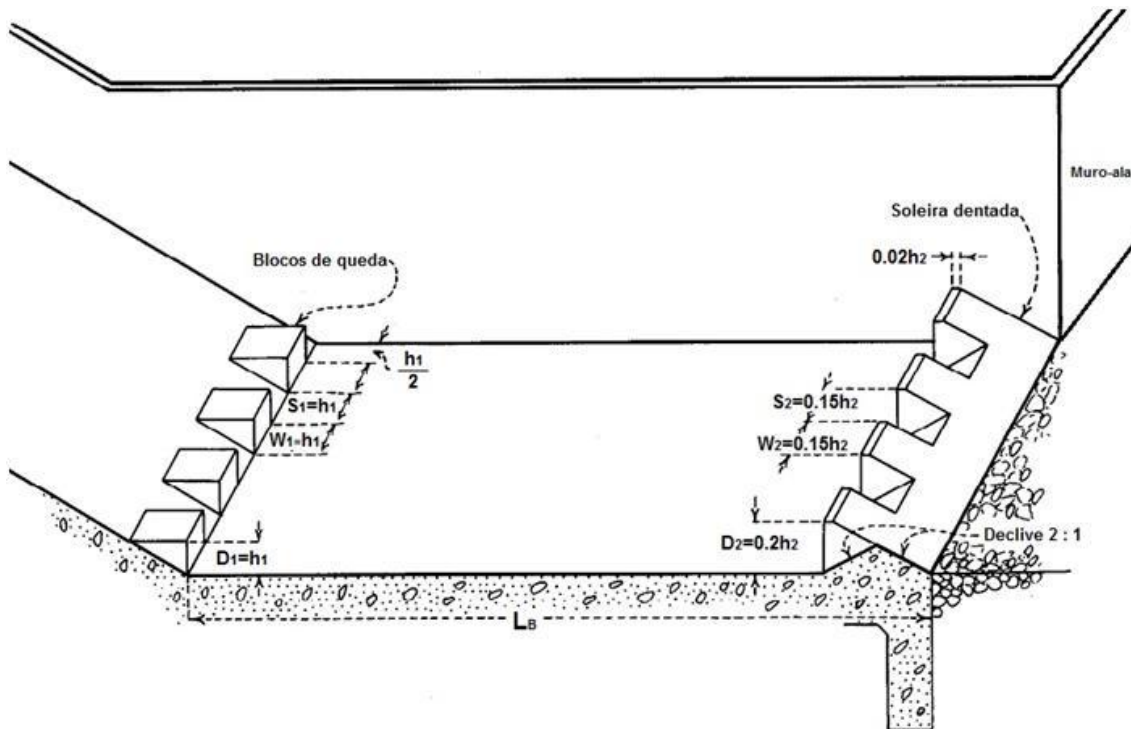


Figura 25 - Definição geométrica da bacia USBR tipo II (Peterka, 1984).

### 2.8.3. Bacia USBR do tipo III

A bacia de dissipação do tipo III (Figura 26) é uma solução normalmente adoptada em canais, e pequenos descarregadores de barragens (Peterka, 1984). Trata-se de uma solução que dispõe de blocos de queda, blocos de leito e uma soleira de jusante (contínua).

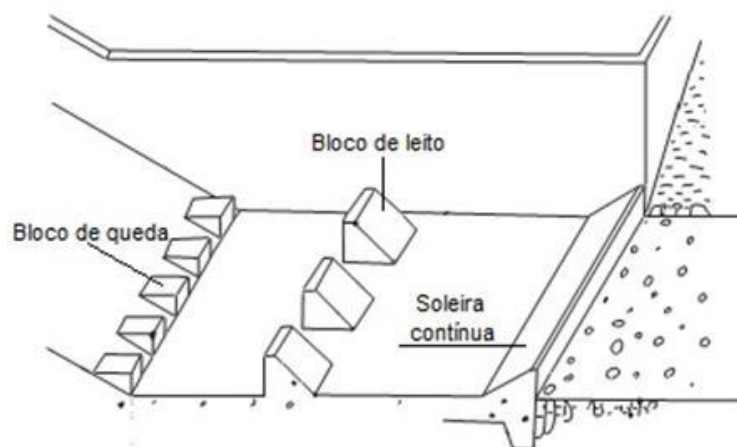


Figura 26 - Esqueto da bacia de dissipação de energia do escoamento USBR tipo III (Peterka, 1984).

Os blocos de queda (*chute blocks*) têm a função de fracturar o escoamento à entrada da bacia, e levantar parte do mesmo (desviar do fundo da bacia), formando turbilhões que aumentam a dissipação de energia do escoamento, reduzindo assim a extensão do ressalto hidráulico (Chaudhry, 2008).

Os blocos de leito (*baffle/floor blocks*) dissipam a energia do escoamento através do impacto da água nos blocos. Contudo, na presença de escoamentos (a montante) com elevadas velocidades podem ocorrer fenómenos de cavitação<sup>1</sup>, que destroem os blocos de leito (Chow, 1959).



**Figura 27 - Exemplos ilustrativos de estruturas destruídas na sequência da erosão por cavitação: (a) erosão na laje de fundo e blocos de leito da bacia de dissipação de energia na barragem de Bonneville nos Estados Unidos da América (Lopardo *et al.*, 2006 *apud* Teixeira, 2008); (b) erosão nos blocos de leito em Usina Hidroeléctrica de Porto Colômbia (ICOLD/CBDB, 2002 *apud* Dai Prá, 2011).**

A soleira de jusante (*end sill*), como refere Peterka (1984), não contribui para o aumento da eficiência da estrutura tendo como função afastar as correntes do leito do meio receptor.

USDOT (2006) recomenda que sejam respeitados os seguintes critérios para o adequado dimensionamento da estrutura:

- A descarga unitária (caudal por metro de largura da bacia) não deve exceder os  $18.6 \text{ m}^3/\text{s}$ ;
- A velocidade do escoamento à entrada da bacia deve ser inferior a  $18.3 \text{ m/s}$ ;

---

<sup>1</sup> A Cavitação consiste na formação e subsequente colapso, no seio de um líquido em movimento, de bolhas ou cavidades preenchidas por vapor do líquido, podendo originar fenómenos ou condições indesejáveis (e.g ruído, vibração e erosão). Em escoamentos com superfície livre, a cavitação ocorre devido à passagem do escoamento a altas velocidades, por pequenas irregularidades das superfícies de betão, como saliências e rebaixos (Quintela, 2009).

- O número de Froude do escoamento deve estar compreendido entre 4.5 e 17;
- O nível de água a jusante (*tailwater*) deve ser igual ou superior à altura conjugada do ressalto hidráulico. Deste modo, garante-se um factor de segurança de 15 a 18%.

### 2.8.3.1. Critérios de dimensionamento

Os acessórios da bacia (Figura 29) devem respeitar as seguintes recomendações (Peterka, 1984):

- Blocos de queda: a altura do bloco de queda ( $D_1$ ), a largura ( $W_1$ ) e o espaçamento entre os mesmos ( $S_1$ ) devem ser iguais à altura do escoamento à entrada da bacia ( $h_1$ ). Salienta-se que a altura do bloco de queda deve ser, no mínimo, 0.2 m. Os blocos nas extremidades devem estar afastados das paredes laterais a uma distância de  $\frac{1}{2}h_1$ .
- Blocos de leito: a altura dos blocos de leito ( $D_3$ ) pode ser determinada com o auxílio da Figura 28 variando em função do número de Froude do escoamento. A Largura ( $W_3$ ) e espaçamento ( $S_3$ ) dos blocos são função da altura do mesmo. Assim,  $W_3 = S_3 = 0.75D_3$ . Os blocos nas extremidades devem estar afastados das paredes laterais a uma distância de  $0.375D_3$ .
- Soleira de jusante: a altura da soleira ( $D_4$ ) também é determinada através da Figura 28.

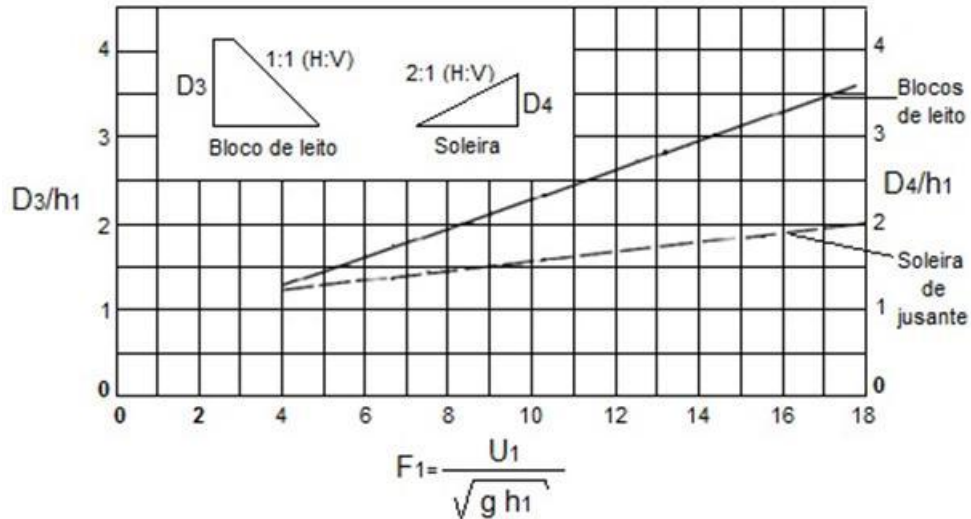


Figura 28 - Dimensionamento dos blocos de leito para a bacia USBR tipo III (Peterka, 1984).

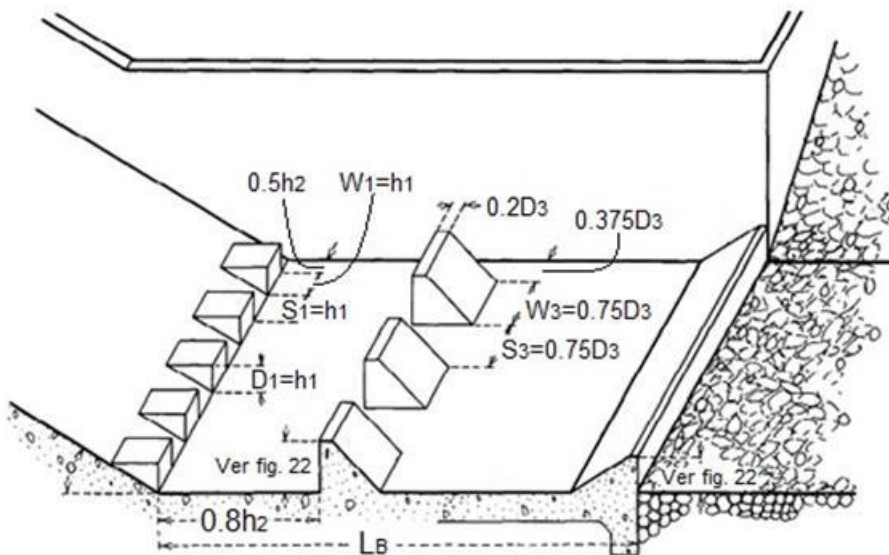


Figura 29 - Definição geométrica da bacia USBR tipo III (Peterka, 1984).

#### 2.8.4. Bacia USBR do tipo IV

A bacia de dissipação do tipo IV (Figura 30) é, tal como as anteriores, uma solução adoptada em canais, e pequenos descarregadores de barragens (somente em canais de secção transversal rectangular). Esta bacia de dissipação opera numa faixa de números de Froude do escoamento entre 2.5 e 4.5 (Peterka, 1984). Nesta gama de números de Froude do escoamento, o ressalto hidráulico é instável, ou

seja, o jacto de água à entrada do ressalto oscila entre o fundo do canal e a superfície causando ondas à superfície (Chow, 1959).

A bacia USBR do tipo IV assume a função de reduzir a formação de ondas na superfície do escoamento através da colocação de blocos deflectores, semelhantes aos blocos de queda (Figura 30), que direccionam o jacto de água para a base do rolo do ressalto (ver Figura 4 que ilustra o rolo do ressalto hidráulico), por forma a intensificar a formação do mesmo. A jusante da bacia é colocada uma soleira, apenas para reduzir a erosão no leito do canal receptor (é suficiente a utilização de uma soleira semelhante a utilizada na bacia USBR tipo III).

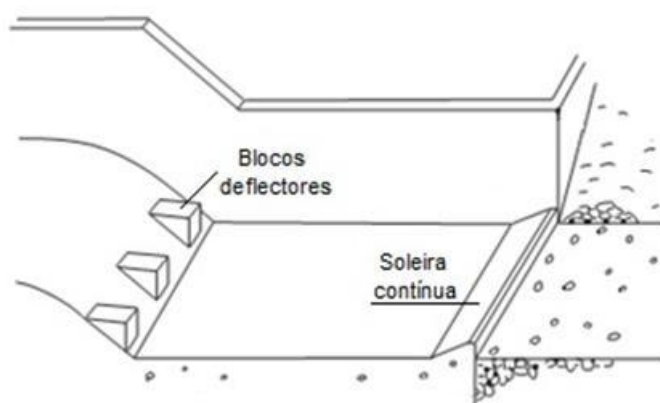


Figura 30 - Esquício da bacia de dissipação de energia do escoamento USBR tipo IV (Peterka, 1984).

O nível de água a jusante, acima da altura conjugada do ressalto hidráulico ( $h_2$ ), necessário para garantir a ocorrência do ressalto hidráulico no interior da bacia deve ser  $0.1h_2$ .

#### 2.8.4.1. Critérios de dimensionamento

O comprimento da bacia é determinado com o auxílio da Figura 23 através da linha tracejada denominada de “Tipo IV”.

Os blocos deflectores (Figura 31) devem respeitar as seguintes recomendações (Peterka, 1984):

- A largura dos blocos não deve ser superior à altura do escoamento à entrada da bacia ( $h_1$ ), de preferência a largura deve ser  $0.75h_1$ ;
- A face superior do bloco deve estar a uma altura de  $2h_1$ , em relação ao fundo da bacia;
- O comprimento da face superior do bloco deve ser, no mínimo,  $2h_1$ ;
- A face superior do bloco deve ter uma inclinação, para jusante, de  $5^\circ$ ;
- O espaçamento entre blocos deve ser de  $2.5h_1$ .

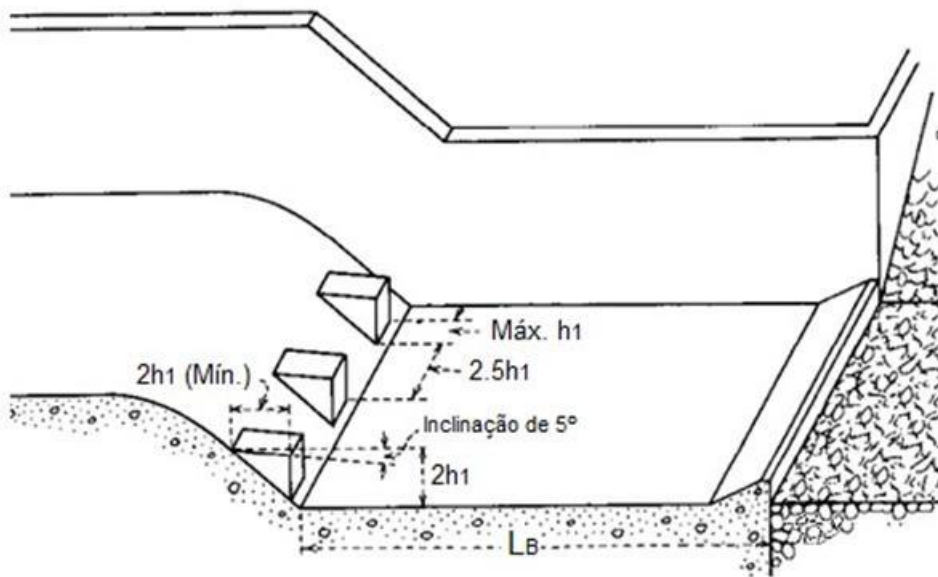


Figura 31 - Definição geométrica da bacia USBR tipo IV (Peterka, 1984).

### 2.8.5. Bacia de dissipação do tipo SAF

A bacia de dissipação *Saint Anthony Falls* (designada como bacia do tipo SAF) trata-se de uma solução geralmente adoptada em canais e a jusante de descarregadores. A bacia foi desenvolvida no âmbito de uma cooperação entre *Soil Conservation Service* e o Laboratório de hidráulica de *St. Anthony Falls* na Universidade de Minnesota (Blaisdell, 1959). Esta bacia, à semelhança das USBR, também inclui acessórios, tais como blocos de queda, blocos de leito e uma soleira de jusante (Figura 33). O propósito da colocação dos acessórios, bem como as suas funções na bacia, são semelhantes as descritas nas bacias de dissipação USBR do tipo II e III.

A bacia do tipo SAF opera numa faixa de números de Froude do escoamento entre 1.7 e 17. Chow (1959) refere que esta bacia de dissipação é mais económica que a bacia de dissipação USBR do tipo III, devido ao seu menor comprimento, mas em contrapartida a bacia USBR tipo III garante um factor de segurança superior (i.e. maior eficiência na dissipação de energia, e ocorrência do ressalto hidráulico dentro do comprimento da laje de fundo da bacia de dissipação).

Rice *et al.* (1999) realizaram um estudo com intuito de comparar o desempenho das bacias de dissipação do tipo SAF e USBR tipo III a jusante de um descarregador, perante as mesmas condições de dimensionamento. Concluíram que a bacia de dissipação do tipo **SAF conduz a um comprimento de aproximadamente metade do comprimento da bacia USBR tipo III**. Esta situação, segundo Rice *et al.* (1999), deve-se ao facto da bacia USBR tipo III garantir que a dissipação da energia do escoamento ocorra no interior da bacia, enquanto que, na bacia do tipo SAF uma larga porção da energia dissipa-se a jusante da bacia. Aproveita-se para salientar que a disposição de enrocamento com diâmetro e extensão adequada (assunto tratado anteriormente nas secções 2.2 e 2.3 e será complementado na secção seguinte com base em Rice e Kadavy, 1992) a jusante da bacia permite dissipar a energia excedente. Deste modo, a **bacia de dissipação do tipo SAF é melhor solução do ponto de vista económico**.

#### 2.8.5.1. Critérios de dimensionamento

O processo de dimensionamento da bacia do tipo SAF é conforme se descreve a seguir (Blaisdell, 1959; Chow, 1959; USDOT, 2006):

A largura da bacia deve ser igual à largura da passagem hidráulica ( $W_0$ ). Se a passagem hidráulica for de secção circular, a largura da bacia a considerar é dada pelo diâmetro da passagem hidráulica ( $D$ ) ou pela equação que se segue (adopta-se o maior valor):

$$W_B = 1.7D \left( \frac{Q}{\sqrt{g}D^{2.5}} \right) \quad (2.27)$$

onde:

$W_B$  - largura da bacia [m];

$Q$  - caudal [m<sup>3</sup>/s];

$D$  - diâmetro da passagem hidráulica [m].

$g$  - aceleração gravítica [m/s<sup>2</sup>].

A determinação da altura de água a jusante da bacia ( $h_j$ ) é dada por:

$$h_j = \left(1.1 - \frac{Fr_1^2}{120}\right) h_2 \quad 1.7 \leq Fr_1 \leq 5.5 \quad (2.28)$$

$$h_j = 0.85h_2 \quad 5.5 < Fr_1 \leq 11 \quad (2.29)$$

$$h_j = \left(1.0 - \frac{Fr_1^2}{800}\right) h_2 \quad 11 < Fr_1 \leq 17 \quad (2.30)$$

onde:

$Fr_1$  - número de Froude do escoamento à entrada da bacia [-];

$h_2$  - altura conjugada do ressalto hidráulico [m].

O comprimento da bacia ( $L_B$ ) é dado por:

$$L_B = \frac{4.5h_2}{Fr_1^{0.76}} \quad (2.31)$$

As margens da bacia do tipo SAF podem ser paralelas ou divergentes (Figura 33) por forma a adaptar-se à secção transversal da linha de água a jusante. Quando se pretende optar por uma solução divergente, a largura da bacia onde estão colocados os blocos de leito ( $W_{B2}$ ) e a secção final ( $W_{B3}$ ) são determinadas pelas seguintes equações:

$$W_{B2} = W_B + \frac{2L_B}{3Z} \quad (2.32)$$

$$W_{B3} = W_B + \frac{2L_B}{Z} \quad (2.33)$$

onde:

$W_B$  - largura da secção de entrada da bacia, a montante [m];

$L_B$  - comprimento da bacia [m];

$z$  – parâmetro de divergência da parede [ $z$  longitudinal : 1 transversal].

O dimensionamento dos acessórios da bacia (Figura 33) devem respeitar as seguintes recomendações (Blaisdell, 1959):

- Blocos de queda: a altura deve ser igual à altura do escoamento à entrada da bacia ( $h_1$ ), a largura e o espaçamento entre blocos devem ser aproximadamente  $0.75h_1$ .
- Blocos de leito: os blocos de leito podem ser quadrados (em planta) com as faces verticais ou com a face de jusante inclinada. A altura deve ser igual a  $h_1$  e a largura e o espaçamento entre blocos devem ser aproximadamente  $0.75h_1$ . Devem colocar-se os blocos a uma distância de  $L_B/3$  do início da bacia, e afastados das paredes laterais a uma distância de  $3h_1/8$ . Devem ser colocados entre os espaços existentes dos blocos de queda, ocupando entre 40 a 55% da largura da bacia ( $W_{B2}$ ).
- Soleira de jusante: a altura da soleira deve ser igual a  $0.07h_2$ .

A altura das paredes laterais acima do nível de água a jusante ( $Y_3$ ) é igual a  $h_2/3$ .

Os muros de ala devem ser instalados com um ângulo de  $45^\circ$  em relação ao eixo do descarregador e com uma inclinação de topo de 1:1.

O facto de parte da energia ser dissipada a jusante da bacia requer a colocação de enrocamento de protecção para evitar erosão no leito do meio receptor e garantir a integridade da estrutura.

O dimensionamento do enrocamento, colocado à mesma elevação do leito da bacia (Figura 32), deve ser realizado da seguinte forma (Rice e Kadavy, 1992):

O diâmetro do enrocamento a colocar é dado por:

$$\frac{D_{50}}{h_1} > \left\{ \frac{(Fr + 2.2)}{10.2} \right\}^{2.0} \quad (2.34)$$

onde:

$Fr$  – número de Froude do escoamento [-];

$D_{50}$  – diâmetro do enrocamento [m];

$h_1$  – altura do escoamento à entrada da bacia [m];

O comprimento do enrocamento ( $L_s$ ) é dado por:

$$\text{Máx} \begin{cases} L_s/h_1 = (5.0F_r + 11.0) \times (D_{50}/h_1)^{-0.50} + 45.9(D_{50}/h_1)^{0.50} - 60.9 \\ (L_s)_{\text{min}}/h_1 = 4.5F_r \end{cases} \quad (2.35)$$

onde:

$L_{s\text{min}}$  – extensão mínima ao longo da qual deve ser disposto o enrocamento [m].

A espessura mínima do enrocamento deve ser duas vezes o diâmetro máximo do enrocamento utilizado.

As paredes laterais do canal receptor devem ter, no máximo, um declive de 2H:1V e serem revestidas com o mesmo material utilizado no leito do canal.

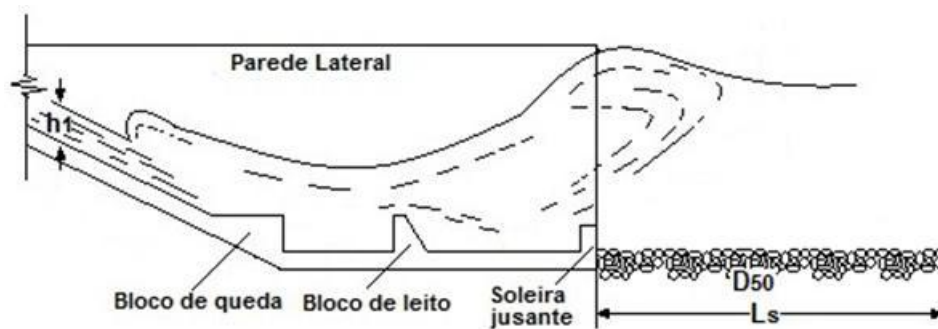
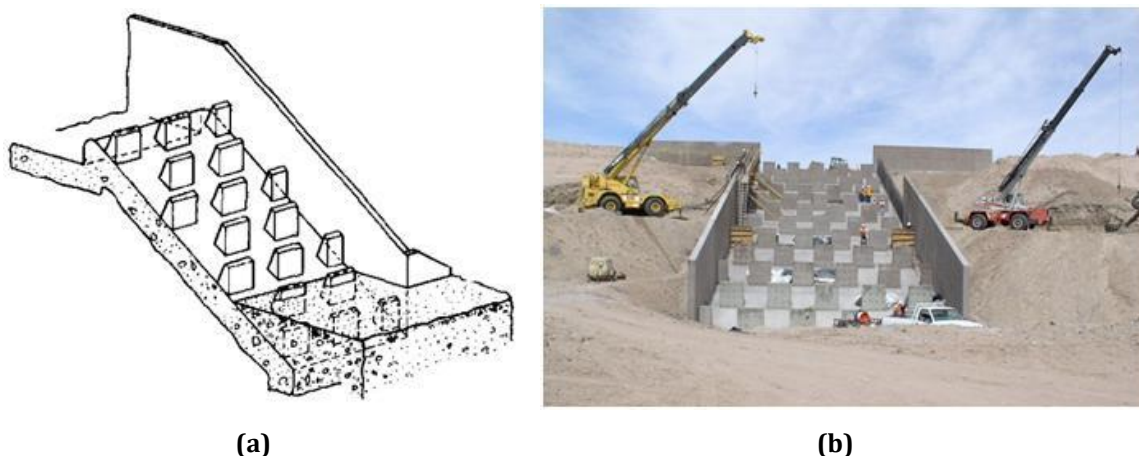


Figura 32 – Definição geométrica do enrocamento a jusante da bacia do tipo SAF (Rice e Kadavy, 1992).



da descarga unitária (i.e. caudal por unidade de largura do canal) e das dimensões dos blocos.



**Figura 34 - Ilustração da rampa de blocos: (a) esquiço (Peterka, 1984); (b) implementada (USDA, 2010a).**

O nível da água a jusante da rampa de blocos não oferece qualquer incremento de eficiência quanto à dissipação de energia, pois a sua existência apenas contribui para uma menor erosão do leito do canal de jusante (Rhone, 1977). O canal de aproximação deve ter largura igual à da rampa de blocos, devendo estender-se por uma distância, a montante da soleira, de duas vezes a altura do escoamento a montante do canal de aproximação,  $2h_0$  (ver Figura 35a).

A estrutura é mais eficiente quando estão reunidas as seguintes condições (FCDMC, 1966):

- A velocidade do escoamento no canal de aproximação ( $U_n$ ) inferior à velocidade crítica ( $U_c$ ) na secção de entrada da rampa;
- A descarga unitária (caudal por metro de largura da rampa) deve estar compreendida entre 3.3 e 5.6  $m^3/s/m$ ;
- O declive da rampa deve ser igual a 2H:1V ou mais suave.

No dimensionamento da rampa de blocos deve ter-se em conta a possibilidade da linha de água transportar detritos, pois podem obstruir a passagem do escoamento entre os blocos. A falta de manutenção (ausência de remoção de detritos acumulados) da estrutura contribui para o inadequado desempenho da mesma (menor dissipação de energia do escoamento), de tal forma que o

escoamento passa sobre os blocos e embate directamente contra o leito do canal, a jusante da rampa, provocando maior erosão.

O comprimento da rampa deve ser o suficiente para dispor, no mínimo, de quatro linhas de blocos, pois como refere o UDFCD (2008: 29) “é recomendado um mínimo de quatro linhas de blocos para alcançar o controlo do escoamento e a máxima dissipação de energia”. Como pode ser observado na Figura 36, a parte de jusante da rampa estende-se abaixo do leito do canal, sendo coberta por uma protecção de enrocamento com granulometria compreendida entre 0.15 e 0.30m (USDOT, 2006). Deste modo, quando ocorre erosão aparecem novos blocos para um melhor controlo das descargas acima das recomendadas.

### **2.9.1. Critérios de dimensionamento**

O dimensionamento hidráulico da rampa de blocos inicia-se com a determinação das condições de escoamento a montante da rampa, verificando se são satisfeitos os critérios recomendados por FCDMC (1966), para o adequado desempenho da estrutura. A velocidade crítica ( $U_c$ ), é dada por (Peterka, 1984):

$$U_c = \sqrt[3]{gq} \quad (2.36)$$

onde:

$q$  – descarga unitária [ $m^3/s/m$ ];

$g$  – aceleração gravítica [ $m/s^2$ ].

Para controlar a velocidade de aproximação do escoamento, é projectada uma soleira a montante da rampa. Deve-se executar uma ranhura na soleira visando a completa drenagem da água retida a montante da mesma (ver Figura 35).

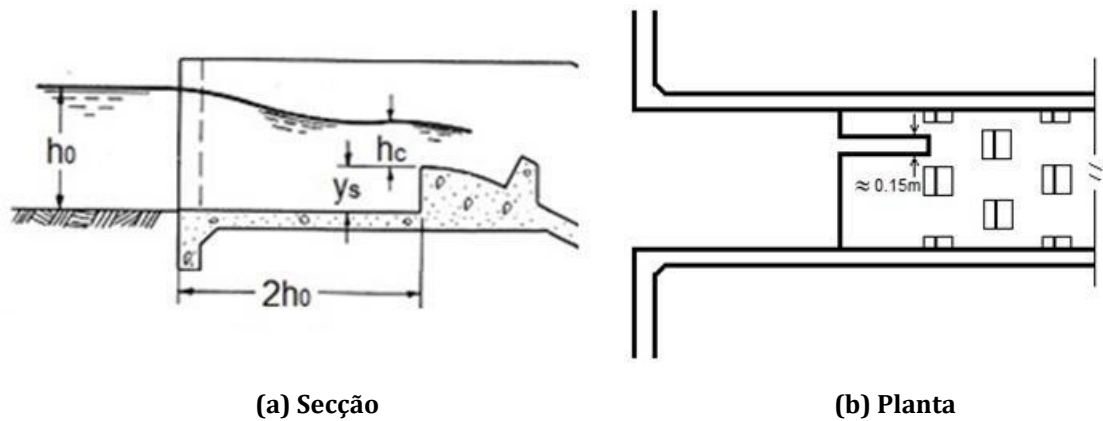


Figura 35 - Ilustração da secção de montante da rampa: (a) extensão do canal a montante da soleira (Aisenbrey *et al.*, 1978); (b) ranhura na soleira (Aisenbrey *et al.*, 1978).

O dimensionamento da soleira faz-se a partir do balanço de energia específica do escoamento entre o canal de aproximação e o canal de montante (Aisenbrey *et al.*, 1978):

$$y_s = E_{s0} - E_{sc} - h_i \quad (2.37a)$$

$$E_{s0} = h_0 + \frac{U_0^2}{2g} \quad (2.37b)$$

$$E_{sc} = h_c + \frac{U_c^2}{2g} \quad (2.37c)$$

$$h_i = 0.5 \times \left[ \frac{U_c^2}{2g} - \frac{U_0^2}{2g} \right] \quad (2.37d)$$

onde:

$y_s$  - altura da soleira [m];

$E_{s0}$  - energia específica do escoamento a montante do canal de aproximação [m];

$h_0$  - altura do escoamento a montante do canal de aproximação [m];

$U_0$  - velocidade do escoamento a montante do canal de aproximação [m/s];

$E_{sc}$  - energia específica do escoamento sobre soleira [m];

$h_c$  - altura do escoamento sobre a soleira (altura crítica do escoamento) [m];

$U_c$  - velocidade do escoamento sobre a soleira (velocidade crítica) [m/s];

$g$  - aceleração gravítica [m/s<sup>2</sup>];

$h_i$  - variação de energia cinética [m].

A geometria e disposição dos blocos, bem como a altura das paredes laterais podem reger-se de acordo com a definição geométrica representada na Figura 36, que resulta de estudos realizados por Peterka (1984) sobre modelos de bacias existentes, recriadas em laboratório.

A transição da soleira para a primeira linha de blocos é arredondada, com um raio pequeno (0.30 m), e a altura entre a face do bloco e o topo da soleira deve ser de aproximadamente 0.30 m.

A altura dos blocos depende da altura crítica do escoamento ( $h_c$ ). As restantes características geométricas do bloco são função da altura do mesmo:

- Altura do bloco ( $H_b$ ) deve respeitar a condição  $0.8h_c \leq H_b \leq 0.9h_c$ ;
- Largura do bloco e espaçamento (horizontal) entre blocos deve ser igual a  $H_b$  ou  $1.5H_b$  (nunca inferior a  $H_b$ );
- Coroamento do bloco deve ser igual a  $0.2H_b$  (mínimo de 0.30 m);
- Base do bloco deve ser igual a  $0.7H_b$ ;

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (2.38)$$

onde:

$h_c$  – altura crítica do escoamento [m];

$q$  – descarga unitária [ $m^3/s/m$ ];

$g$  – aceleração gravítica [ $m/s^2$ ].

Deve colocar-se um bloco parcial adjacente às paredes laterais, com uma largura que pode variar de  $H_b$  a  $2/3H_b$  (ver Figura 35b e 36). A distância entre linhas de blocos (mediante o declive da rampa) deve ser  $2H_b$ . Para rampas com declive inferior ao normalmente utilizado (2H:1V) deve aumentar-se o espaçamento entre linhas, para que a distância vertical entre linhas de blocos seja proporcional ao de uma rampa de declive 2H:1V.

As paredes laterais devem ter uma altura superior ou igual a três vezes a altura do bloco ( $3H_b$ ).

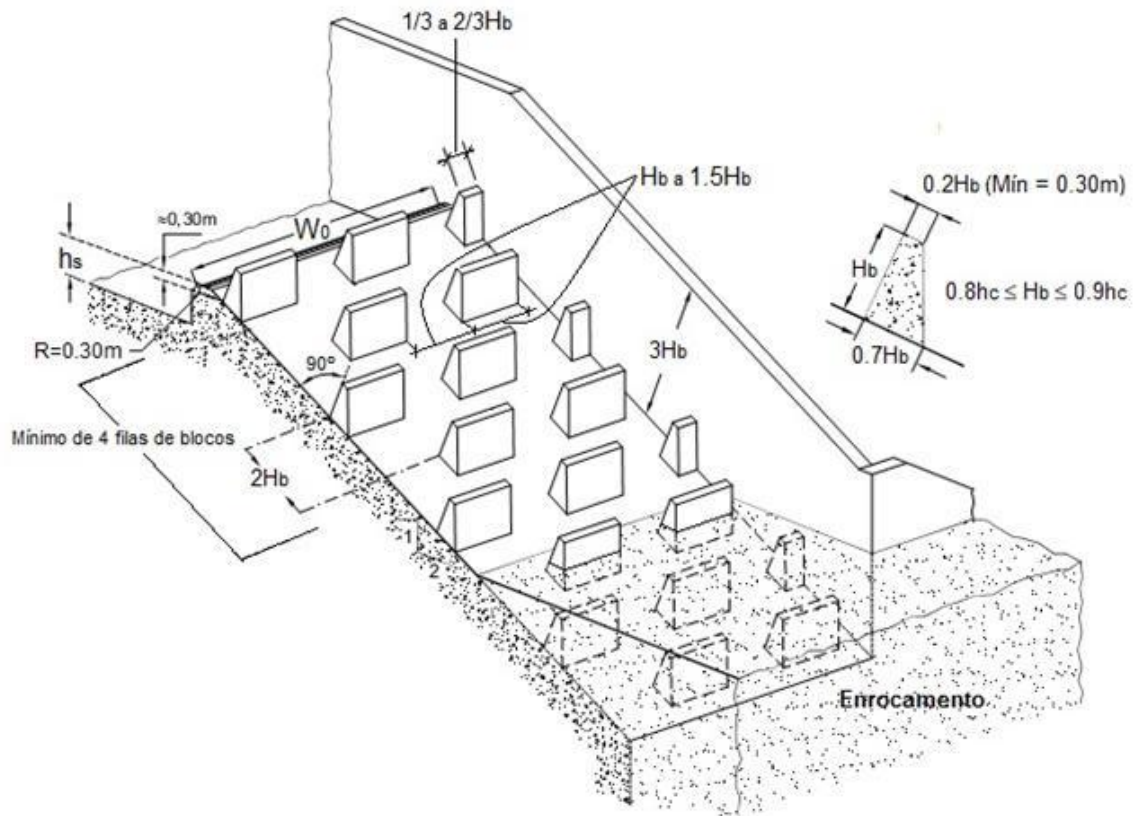


Figura 36 - Definição geométrica da rampa de blocos (Peterka, 1984).

## 2.10. Estruturas de queda com soleira em degraus

As estruturas de queda com soleira em degraus são estruturas geralmente construídas em betão ou gabiões (Figura 37). Têm a função de dissipar parte da energia do escoamento ao longo da extensão dos degraus, permitindo assim a redução do comprimento da bacia de dissipação, quando aplicável, a jusante do mesmo (Chanson, 1994b).

Trata-se de uma solução aplicada em forma de cascata em degraus nas intervenções em linhas de água naturais, nos descarregadores de cheias de barragens, e nos sistemas de drenagem de águas residuais (Chanson e Toombes, 1997). Uma das características relevantes desta solução consiste no arejamento do escoamento causado pela turbulência promovida pelos degraus que funcionam como macrorugosidades. O início da aeração ocorre na secção de afloramento da camada limite do escoamento (Matos, 1999), conforme se ilustra na Figura 40. Este

fenómeno permite que as estruturas em degraus, não só possam ser tidas em conta para a dissipação de energia, mas também para a degradação da matéria orgânica (e.g. metano, cloro), em sistemas de drenagem de águas residuais (Chanson e Toombes, 2000).



(a)



(b)

Figura 37 - Estruturas de queda em degraus: (a) em betão; (b) em gabiões (Maccaferri).

De acordo com Chanson (2001), o comportamento do escoamento em estruturas com degraus pode ser dividido em duas classes, escoamento em quedas sucessivas (*nappe flow*), e escoamento deslizante sobre turbilhões (*Skimming flow*). Entre estes regimes de escoamento ocorre um escoamento intermediário denominado por escoamento de transição. Afonso *et al.*, (2006) refere que se trata de um tipo de escoamento onde também ocorre escoamento em quedas sucessivas em que alguns degraus estão completamente submersos. Chanson (2001) salienta o facto de ser um escoamento rotacional sob uma pequena cavidade ar perto da parte superior do degrau, surgindo também uma zona onde ocorre a formação de salpicos (Figura 38).

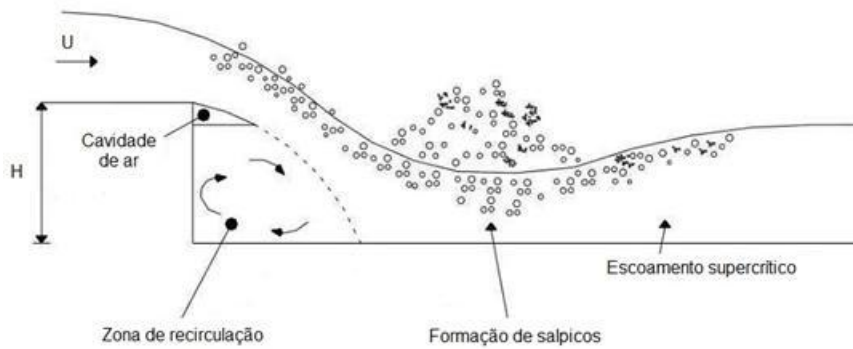


Figura 38 - Pormenor do escoamento de transição num degrau (Chanson, 2001).

No dimensionamento de grandes descarregadores deve optar-se por critérios que remetam ao tipo de escoamento deslizante sobre turbilhões, pois, como refere Chanson (1993a), para grandes descarregadores o escoamento deslizante sobre turbilhões promove maior dissipação de energia do escoamento. Matos (1999) também constatou as vantagens do escoamento deslizante sobre turbilhões.

### 2.10.1. Escoamento em quedas sucessivas

O escoamento em quedas sucessivas é caracterizado pela sucessão de quedas do escoamento sobre o degrau seguinte, com a formação total ou parcial, do ressalto hidráulico (Figura 39). Para que tal ocorra, a estrutura deve ser construída num local relativamente plano com degraus suficientemente extensos para conterem o ressalto hidráulico (Chanson, 1993a).

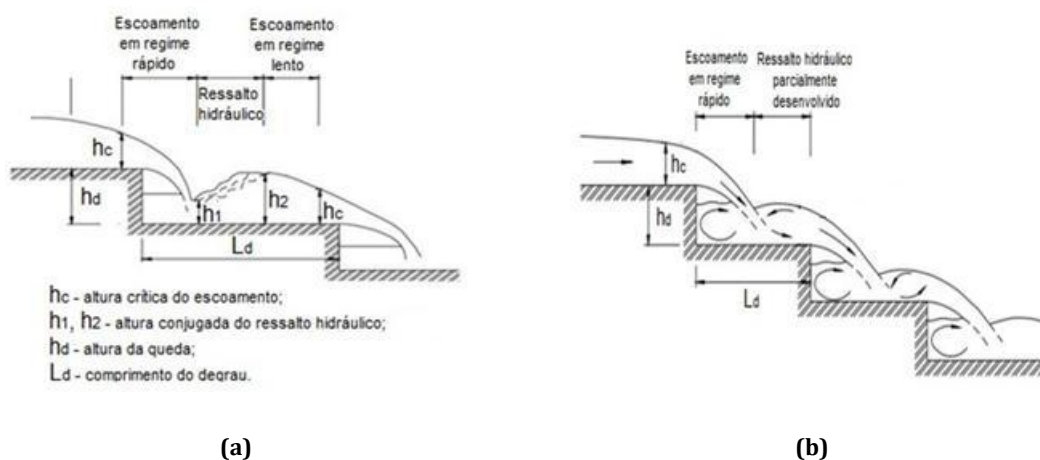


Figura 39 - Escoamento em quedas sucessivas: (a) com formação total do ressalto hidráulico (Chanson, 1993b); (b) com formação parcial do ressalto hidráulico (Chanson, 2001).

Este tipo de estruturas pode ser analisado de forma análoga às estruturas de queda abrupta visto tratar-se de uma sucessão de quedas semelhantes às estruturas de queda abrupta. No dimensionamento de estruturas de queda com soleira em degraus, para que ocorra um regime de escoamento em quedas sucessivas com formação total do ressalto hidráulico, deve ser satisfeita a seguinte condição (Chanson, 1994b):

$$\frac{h_c}{y_d} \leq 0.0916 \left( \frac{y_d}{L_d} \right)^{-1.276} \quad (2.39)$$

onde:

$h_c$  – altura crítica do escoamento [m];

$y_d$  – altura dos degraus [m];

$L_d$  – comprimento dos degraus [m].

Note-se que esta condição foi obtida para degraus com a seguinte geometria:  $0.2 \leq \frac{y_d}{L_d} \leq 6.0$ . Chanson (2001) apresenta um novo limite máximo para a ocorrência de escoamento em quedas sucessivas, considerando a possibilidade de ocorrência do regime de escoamento transitório:

$$\frac{h_c}{y_d} \leq 0.89 - 0.4 \frac{y_d}{L_d} \quad (2.40)$$

Os termos da equação já foram descritos anteriormente.

Stephenson (1991) *apud* Chanson (1993b) sugere que se verifique a seguinte relação:

$$\frac{h_c}{y_d} < \frac{1}{3} \quad (2.41)$$

A dissipação de energia do escoamento pode ser calculada pela expressão proposta por Chanson (1993b):

$$\frac{\Delta H}{H_1} = 1 - \frac{0.54 \left(\frac{h_c}{y_d}\right)^{0.275} + 1.715 \left(\frac{h_c}{y_d}\right)^{-0.55}}{1.5 + \frac{P}{h_c}} \quad (2.42)$$

onde:

$H_1$  – carga hidráulica a montante do descarregador,  $H_1 = P + 1.5 \times h_c$  [m];

$\Delta H$  – perda de carga [m];

$h_c$  – altura crítica do escoamento [m];

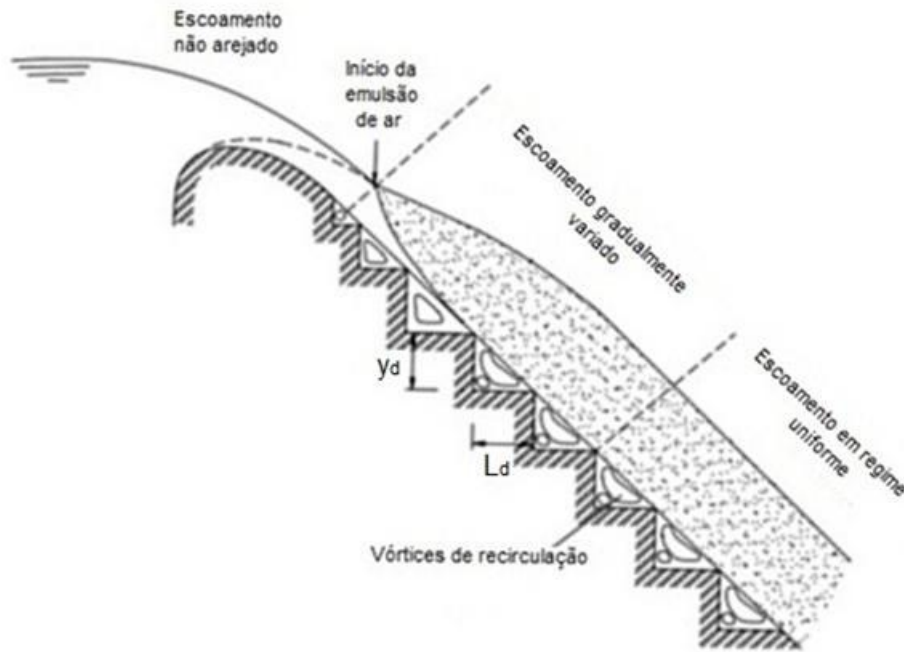
$y_d$  – altura dos degraus [m];

$P$  – altura da crista do descarregador [m].

Salienta-se que, de acordo com Chanson e Montes (1998), a equação anterior surge através de estudos experimentais realizados por Rand (1955), válida para estruturas de queda abrupta em que  $0.045 < \frac{h_c}{h_d} < 1$ .

### 2.10.2. Escoamento deslizando sobre turbilhões

O escoamento deslizando sobre turbilhões está associado a descarregadores com declives acentuados. Neste tipo de escoamento (Figura 40) a água flui sobre um pseudo-fundo formado pelas bermas dos degraus criando vórtices de recirculação entre degraus que são mantidos pelo escoamento principal (Chanson, 1993a).



**Figura 40 - Definição geométrica do descarregador em degraus e respectivo escoamento (Chanson, 1994a).**

A geometria dos degraus é definida pela altura ( $h_d$ ) e o comprimento ( $L_d$ ), e está relacionada com a inclinação do descarregador ( $\alpha$ ) (Chanson, 1993b):

$$\tan \alpha = \frac{y_d}{L_d} \quad (2.43)$$

Para que ocorra o regime de escoamento deslizante sobre turbilhões é necessário que se verifique a seguinte condição (Chanson, 1994a):

$$\frac{h_c}{y_d} \leq 1.057 - 0.465 \frac{y_d}{L_d} \quad (2.44)$$

Note-se que esta condição é válida para degraus com a seguinte geometria  $0.2 \leq \frac{y_d}{L_d} \leq 1.3$ .

Mais tarde propôs-se uma nova equação, como limite inferior para a ocorrência de escoamento deslizante sobre turbilhões, considerando a existência do regime de escoamento transitório (Chanson, 2001):

$$\frac{h_c}{y_d} = 1.2 - 0.325 \frac{y_d}{L_d} \quad (2.45)$$

A dissipação de energia do escoamento ocorre devido à presença dos degraus que actuam como macrorugosidades. Segundo Dai Prá *et al.* (2012), as estruturas em degraus caracterizam-se pela resistência imposta ao escoamento e pela dissipação de energia associada à presença dos degraus ao longo do descarregador.

Assumindo que o escoamento atinge um regime uniforme na parte final do descarregador, a dissipação de energia do escoamento pode ser calculada pela seguinte equação (Chanson, 1993a) que é a anterior (equação (2.42)), porém considera o factor de resistência ( $f$ ):

$$\frac{\Delta H}{P + 1.5 \times h_c} = 1 - \frac{\left(\frac{f}{8 \times \text{sen}\alpha}\right)^{1/3} \times \cos\alpha + \frac{1}{2} \times \left(\frac{f}{8 \times \text{sen}\alpha}\right)^{-2/3}}{1.5 + \frac{P}{h_c}} \quad (2.46)$$

onde:

$f$  - factor de resistência ao escoamento (deve oscilar entre 0.5 e 4.0 com valor médio de 1.3) [-];

$\alpha$  - ângulo entre a soleira do descarregador e o plano horizontal;

$P$  - altura da crista do descarregador [m].

Salienta-se que a equação foi concebida para descarregadores com inclinações entre 10° e 50°.

### 3. Análise Comparativa das Estruturas de Dissipação de Energia

#### 3.1. Âmbito de aplicação

O âmbito de aplicação do tipo de estruturas de dissipação de energia do escoamento é condicionado por factores hidráulicos (e.g. número de Froude do escoamento e nível de água a jusante), geotécnicos, topográficos e económicos.

O número de Froude do escoamento ( $Fr$ ) é o parâmetro com maior influência na escolha da melhor solução. É através deste que se consegue prever e classificar o regime de escoamento, remetendo para um determinado tipo de estrutura. Pois, o tipo de estrutura é fundamentalmente condicionado pela faixa de números de Froude para as quais, as estruturas, garantem uma adequada operacionalidade.

Para baixos números de Froude (até 2.5), onde a turbulência no escoamento é baixa, deve optar-se apenas por bacias de dissipação de energia do escoamento com um comprimento apropriado, por forma a garantir que a dissipação de energia ocorra ao longo da extensão da bacia de dissipação (USB, 1987). Nestas situações deve optar-se por bacias de dissipação de menor comprimento, ou por bacias que em função dos recursos disponíveis, conduzem a uma solução menos onerosa (e.g. na existência de material rochoso de boa qualidade nas proximidades da obra, a solução da bacia de dissipação por enrocamento pode, do ponto de vista económico, ser a melhor solução). Para números de Froude superiores a 2.5, o número de soluções aumenta, e a escolha deve ser executada mediante a ponderação de todos os parâmetros que podem tornar a obra menos dispendiosa (e.g. volume de escavação e aterro, quantidades de betão).

O nível de água a jusante (*tailwater*) trata-se de um parâmetro importante no dimensionamento das bacias de dissipação de energia do escoamento, principalmente nas que promovem o ressalto hidráulico como meio de dissipação da energia. O nível de *tailwater* exigido, mediante o tipo de estrutura em estudo, tem o objectivo de fixar o ressalto hidráulico no interior da bacia de dissipação. Nas bacias de dissipação por impacto e por enrocamento, bem como na rampa de blocos a influência da existência de *tailwater* é na redução da erosão no leito do canal de restituição.

A topografia do local de implantação das estruturas de dissipação de energia também é um factor a ter em conta, pois deve ter-se em consideração a existência de soluções que em função da sua geometria adaptam-se ao relevo do local de implantação (e.g. bacias de dissipação por ressalto hidráulico, USBR e SAF, adequam-se a grandes desníveis entre a passagem hidráulica e o leito do meio receptor), ou soluções em que o âmbito de aplicação é dissipar a energia do escoamento e regular o declive da linha de água tornando-o menos acentuado (e.g. estrutura de dissipação de energia por queda abrupta).

O tipo de solo existente no leito do canal é um parâmetro geológico a ter em conta. O tipo de solo é determinante na estabilidade da estrutura de dissipação, bem como no facto de potenciar ou não, a erosão no leito do canal, a jusante das estruturas. Podendo mesmo, no caso de presença de solos de fraca qualidade, exponenciar a capacidade destrutiva do escoamento, erodindo o leito e as margens do canal e colocar em risco a integridade da estrutura.

Para a validação das escolhas tomadas é necessário que se conjuguem todos os parâmetros que contribuem para a solução mais viável no ponto de vista económico (e.g. balanço de volumes de escavação e aterro equilibrado, menores comprimentos das bacias de dissipação), garantindo sempre que a solução adoptada será eficiente e segura.

### **3.2. Condições de funcionamento: eficiência na dissipação de energia**

Uma estrutura de dissipação de energia do escoamento não se adapta a qualquer situação que se possa enfrentar no terreno. Existem parâmetros hidráulicos e geométricos, padronizados que limitam a utilização de determinadas soluções, garantindo a máxima eficiência da solução implementada, quando os limites são respeitados. Como tal, apresenta-se em seguida, por tipo de solução, os principais parâmetros (Donnelly e Blaisdell, 1954; Blaisdell, 1959; FCDMC, 1966; Beichley, 1978; Peterka, 1984; USBR, 1987; Chanson, 1993b; Chanson, 1994a; Chanson, 1994b; ADOT, 2001; PWUD, 2004; USDOT, 2006; UDFCD, 2008; USDOT, 2008).

- **Bacia de dissipação por enrocamento:**
  1. Número de Froude à saída da passagem hidráulica deve ser inferior ou igual a 2.5;
  2. O enrocamento deve ser colocado ao mesmo nível do leito do canal ou ligeiramente abaixo;
  3. O declive do enrocamento deve ser igual ou inferior ao do canal, preferencialmente zero.
  
- **Estrutura de queda abrupta:**
  1. Altura total da queda deve ser menor que 4.6 m, com nível de água a jusante suficiente para que o ressalto hidráulico ocorra no interior da bacia;
  2. A razão entre a altura da queda ( $h_d$ ) e a altura crítica do escoamento ( $h_c$ ), deve estar entre 1.0 e 15;
  3. Largura da crista ( $W_0$ ) deve ser maior que  $1.5h_c$ ;
  4. Número de Froude do escoamento deve ser inferior a 1, tanto a montante como a jusante da estrutura.
  
- **Dissipador de energia por poço:**
  1. Solução normalmente utilizada em canais cujas características não conduzem ao transporte de materiais de grandes dimensões;
  2. Se o canal for susceptível de transporte de detritos, a escolha desta solução deve ter em conta o dimensionamento de estruturas de recolha de detritos/resíduos a montante da estrutura de dissipação de energia.
  
- **Bacia de dissipação por impacto:**
  1. A velocidade do escoamento, à entrada da bacia, não deve exceder os 9.0 m/s;
  2. A passagem hidráulica, que antecede a bacia de dissipação normalmente é circular, podendo também ser rectangular;
  3. A inclinação da passagem hidráulica não deve exceder o  $15^\circ$ ;

4. Se o trecho da passagem hidráulica que antecede bacia for horizontal, obtém-se uma melhor projecção do jacto de água na viga transversal, resultando numa maior eficiência na dissipação de energia.
- **Bacia de dissipação por ressalto hidráulico livre:**
    1. Concebida para números de Froude ( $1.7 < Fr < 2.5$ );
    2. A laje de fundo da bacia deve ser suficientemente extensa para que o ressalto hidráulico ocorra no interior da bacia;
    3. O declive da transição da passagem hidráulica para a laje de fundo da bacia ( $S_T$ ) deve ser 0.5V:1H;
    4. O declive da transição da laje de fundo para o final da bacia ( $S_s$ ) deve ser 0.33V:1H;
    5. Os declives referidos nos pontos 3 e 4, são igualmente recomendados para as restantes bacias de dissipação por ressalto hidráulico (com acessórios).
  - **Rampa de blocos:**
    1. A descarga unitária deve estar compreendida entre 3.3 e 5.6 m<sup>3</sup>/s por metro de largura da rampa;
    2. O declive da rampa deve ser de 2H:1V ou mais suave;
    3. Os espaçamentos (horizontais) entre blocos devem estar descontraídos com os da linha seguinte;
    4. A estrutura deve, no mínimo, dispor de quatro linhas de blocos para alcançar a máxima dissipação de energia.
  - **Estruturas de queda com soleira em degraus:**
    1. A geometria dos degraus deve cumprir com a equação 2.43;
    2. Para que ocorra escoamento em quedas sucessivas ou escoamento deslizando sobre turbilhões, considerando a possibilidade de ocorrência do regime de escoamento transitório, devem estar satisfeitas as equações 2.40 e 2.45, respectivamente.

No que concerne às bacias dissipação por ressalto hidráulico, a utilização dos acessórios permite uma redução significativa do comprimento da bacia, em relação à bacia de dissipação por ressalto hidráulico livre (sem acessórios). Segundo Chow (1959), com a utilização dos acessórios nas bacias (e.g. blocos de queda, blocos de leito e soleira de jusante) pode obter-se as seguintes reduções de comprimento da bacia e do ressalto hidráulico:

- Redução entre 70 a 90% na bacia do tipo SAF;
- Redução de 60% na bacia USBR tipo III;
- Redução de aproximadamente 33% na bacia USBR tipo II (não dispõe de blocos de leito).

Beichley (1978), através da comparação entre a percentagem de energia dissipada no ressalto hidráulico e na bacia de dissipação por impacto, concluiu que a bacia de dissipação por impacto consegue ser mais eficiente na dissipação de energia do escoamento (Figura 41).

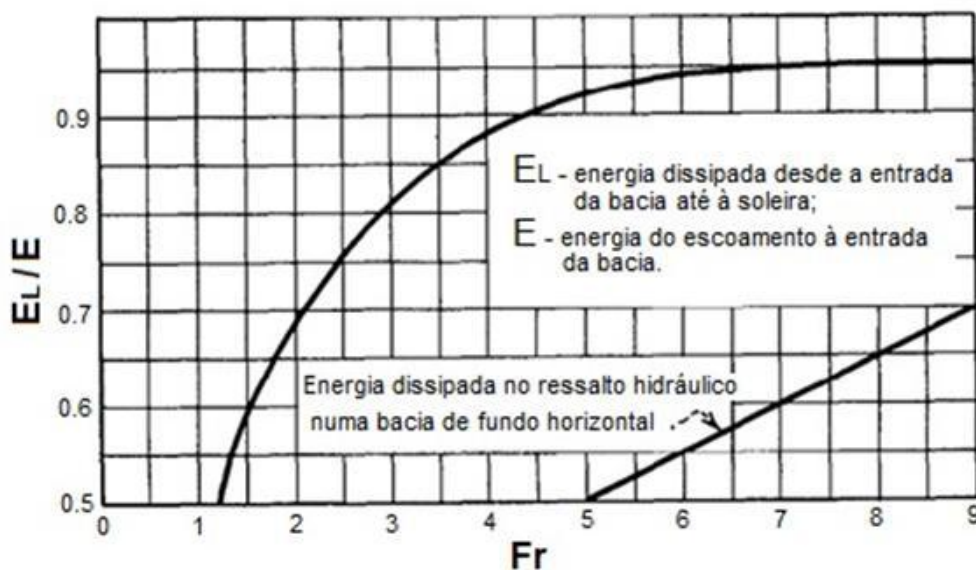


Figura 41 - Percentagem de energia dissipada no ressalto hidráulico numa bacia de fundo horizontal Vs bacia de dissipação por impacto (Beichley, 1978).

### **3.3. Síntese comparativa das estruturas analisadas**

Alguns dos critérios de dimensionamento abordados no presente trabalho podem ser observados no Quadro 2, onde consta, de forma sucinta, as principais limitações de cada tipo de estrutura de dissipação de energia do escoamento. Através da consulta do quadro, em consonância com os dados recolhidos do local de implantação da estrutura (e.g. características do escoamento, topografia), pode-se determinar quais as estruturas que se inserem nos parâmetros apresentados.

Quadro 2 – Domínio de aplicação de estruturas de dissipação da energia do escoamento.

Tipo de estrutura	Tipo de aplicação	Características do escoamento	Nível de água a jusante ( <i>tailwater</i> )	Observações	Fonte
<b>Bacia de dissipação por ressalto hidráulico livre</b>	Canais; Descarregadores; Passagens hidráulicas.	$q^* < 45 \text{ m}^2/\text{s}$ $1.7 < Fr < 2.5$	$T_w \geq h_2$	- Solução normalmente adoptada para quedas superiores a 60 m; - Limitada a Fr inferiores a 2.5 pelo facto de não dispor de acessórios que permitem a redução do comprimento do ressalto hidráulico, e conseqüentemente da bacia de dissipação.	(USBR, 1987); (Lencastre, 1996); (USDOT, 2006); (Novak <i>et al.</i> , 2007).
<b>Bacia de dissipação USBR do tipo II</b>	Grandes barragens; Descarregadores de barragens de terra; Canais.	$Fr > 4.5$ $q^* < 45 \text{ m}^2/\text{s}$ $U_1 \geq 18.3 \text{ m/s}$	$T_w \geq 1.05h_2$	- Solução normalmente adoptada para quedas inferiores a 65 m; - Dispõe de acessórios na bacia (blocos de queda e soleira de jusante); - Os acessórios, permitem uma redução do comprimento da bacia de cerca de 33% em relação a uma bacia de dissipação por ressalto hidráulico livre.	(Chow, 1959); (Peterka, 1984); (USBR, 1987); (Lencastre, 1996); (Chanson, 2004).
<b>Bacia de dissipação USBR do tipo III</b>	Estruturas em canais; pequenos descarregadores de barragens; Jusante de PH.	$4.5 < Fr < 17$ $U_1 \leq 18.3 \text{ m/s}$ $q^* \leq 18.6 \text{ m}^2/\text{s}$	$T_w \geq h_2$ Garante-se um factor de segurança de 15 a 18%.	- Solução normalmente adoptada para quedas inferiores a 50 m; - Dispõe de acessórios (blocos de queda, blocos de leito e soleira de jusante); - Para velocidades superiores a 18.3 m/s pode ocorrer cavitação nos blocos de leito; - A colocação dos acessórios permite uma redução do comprimento da bacia e do ressalto hidráulico na ordem dos 60%.	(Chow, 1959); (Peterka, 1984); (USBR, 1987); (Chanson, 2004); (Chaudhry, 2008).
<b>Bacia de dissipação USBR do tipo IV</b>	Estruturas em canais; Pequenos descarregadores de barragens.	$2.5 < Fr < 4.5$ $U_1 \leq 15.2 \text{ m/s}$	$T_w \geq 1.1h_2$	- Solução adoptada somente em canais de secção transversal rectangular; - Dispõe de blocos deflectores a montante da bacia e uma soleira de jusante; - A sua eficiência depende maioritariamente dos blocos deflectores que intensificam a formação do ressalto hidráulico, visto que nesta faixa de Fr o ressalto hidráulico é instável.	(Chow, 1959); (Peterka, 1984); (USBR, 1987); (Lencastre, 1996); (Chanson, 2004).

Quadro 2 - Domínio de aplicação de estruturas de dissipação da energia do escoamento (continuação).

Tipo de estrutura	Tipo de aplicação	Características do escoamento	Nível de água a jusante ( <i>tailwater</i> )	Observações	Fonte
<b>Bacia de dissipação do tipo SAF</b>	Estruturas em canais; pequenos descarregadores; A jusante de PH	$1.7 < Fr < 17$	$T_w \geq h_2$	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dispõe de acessórios (blocos de queda, blocos de leito e soleira de jusante);</li> <li>- A colocação dos acessórios permite uma redução do comprimento da bacia e do ressalto hidráulico na ordem dos 60%;</li> <li>- Trata-se de uma bacia menos extensa que a bacia USBR tipo III, porque grande parte da energia dissipa-se a jusante da bacia.</li> </ul>	(Chow, 1959); (Rice <i>et al.</i> , 1999); (Chanson, 2004); (USDOT, 2006).
<b>Rampa de blocos</b>	Desníveis bruscos em canais	$3.3 < q^* < 5.6 \text{ m}^2/\text{s}$	-	<ul style="list-style-type: none"> <li>- A dissipação da energia do escoamento ocorre através dos sucessivos impactos nas filas de blocos;</li> <li>- O declive da rampa deve ser de 2H:1V ou mais suave;</li> <li>- Deve ser avaliado de necessidade de se projectar estruturas de recolha de detritos/resíduos a montante da rampa.</li> </ul>	(FCDMC, 1966); (Peterka, 1984); (UDFCD, 2008).
<b>Bacia de dissipação por impacto</b>	A jusante de PH	$U_1 < 9 \text{ m/s}$	-	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Não necessita de tailwater (a existência de tailwater apenas reduz a turbulência e conseqüentemente a erosão a jusante da bacia);</li> <li>- Solução mais eficiente na dissipação de energia em comparação com a energia dissipada no ressalto hidráulico em bacias de fundo horizontal.</li> </ul>	(UDFCD, 2008); (Peterka, 1984); (Beichley, 1978).
<b>Estruturas de dissipação por queda abrupta</b>	Em canais com declive acentuado; Estruturas de controlo de escoamento.	$Fr < 1$	$T_w \geq h_2$	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Solução é adoptada em regiões de orografia complexa, com o intuito de regular o declive do canal;</li> <li>- A dissipação da energia do escoamento é promovida através da turbulência resultante do impacto da veia líquida (<i>nappe</i>) a jusante da estrutura de queda, bem como pelo ressalto hidráulico;</li> <li>- Pode ser dimensionada com blocos de leito e soleira de jusante.</li> </ul>	(Donnelly e Blaisdell, 1954); (USDOT, 2006).

Quadro 2 - Domínio de aplicação de estruturas de dissipação da energia do escoamento (continuação).

Tipo de estrutura	Tipo de aplicação	Características do escoamento	Nível de água a jusante (tailwater)	Observações	Fonte
<b>Estruturas de queda com soleira em degraus</b>	Cascatas em degraus nos rios; Descarregadores de cheias de barragens; Sistemas de drenagem de águas residuais	-	-	<ul style="list-style-type: none"> <li>- O regime de escoamento em quedas sucessivas, pode ser analisado como se trata-se de um conjunto de estruturas de queda abrupta;</li> <li>- Para declives acentuados (e.g. 1V:0.75H) adopta-se normalmente o critérios que conduz ao escoamento deslizante sobre turbilhões, por garantir uma maior dissipação de energia ao longo do descarregador.</li> </ul>	Chanson (1993a); (Chanson e Toombes, 1997); (Chanson, 1994c).
<b>Bacia de dissipação por enrocamento</b>	A jusante de PH	Fr <2.5	-	<ul style="list-style-type: none"> <li>- O declive do enrocamento deve ser igual ou inferior ao do canal, preferencialmente zero;</li> <li>- Dissipa a energia do escoamento reduzindo a velocidade (devido à rugosidade do enrocamento) e protegendo o canal receptor (natural) contra a erosão;</li> <li>- O inadequado dimensionamento do comprimento e do diâmetro médio do enrocamento são os principais causas para o fracasso desta solução.</li> </ul>	(ADOT, 2001); (PWUD, 2004).
<b>Dissipador de energia por poço</b>	A jusante de sistemas de drenagem de águas pluviais;	-	-	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Solução equacionada em canais onde seja fraca a probabilidade de transporte de detritos;</li> <li>- Solução comumente utilizada em sistemas de drenagem de águas pluviais;</li> <li>- Não necessita de tailwater para que seja eficiente, contudo na existência de tailwater a dissipação de energia é maior;</li> <li>- A parte superior do poço deve ser protegida com uma grade para que não entrem detritos que obstruam a passagem do escoamento.</li> </ul>	(USDOT, 2006); (USDOT, 2008).

Quadro 2 - Domínio de aplicação de estruturas de dissipação da energia do escoamento (continuação).

Tipo de estrutura	Tipo de aplicação	Características do escoamento	Nível de água a jusante (tailwater)	Observações	Fonte
<b>Bacia de dissipação do tipo PWD</b>	A jusante de PH	$U < 2\sqrt{gD}$ A descrição das variáveis é apresentada na secção 2.3.1	-	- Solução tida em conta a jusante de passagens hidráulicas circulares solicitadas por pequenas cargas hidráulicas ( $H_1 < 3D$ ); - Declive suave à saída da passagem hidráulica (4H:1V).	(Argue, 1961 <i>apud</i> Pinheiro, 2006).
<b>Bacia de dissipação do tipo WES</b>	A jusante de PH	$\frac{Q_d}{D^{5/2}} \leq 2.90 \frac{h_j}{D} \left(\frac{L_b}{D}\right)^{0.40(D/h_j)^{1/3}}$ A descrição das variáveis é apresentada na secção 2.4.1	-	- Esta solução difere da bacia de dissipação do tipo PWD por ter paredes laterais com um ângulo de divergência menor ( $7^\circ$ ), e serem mais alongadas; - O leito da bacia é horizontal (não apresenta qualquer declive).	(Argue, 1961 <i>apud</i> Pinheiro, 2006).

**q\***- Descarga por metro de largura da bacia.

Algumas das estruturas analisadas no âmbito da dissertação têm como principal limitação o número de Froude do escoamento, principalmente no que concerne às bacias de dissipação por ressalto hidráulico. Como tal apresenta-se um diagrama da aplicação das estruturas de dissipação de energia com base no critério do número de Froude (Figura 42), visando uma linha horizontal que vai desde o limite mínimo ao máximo do número de Froude para o qual se recomenda a aplicação das diferentes estruturas analisadas.

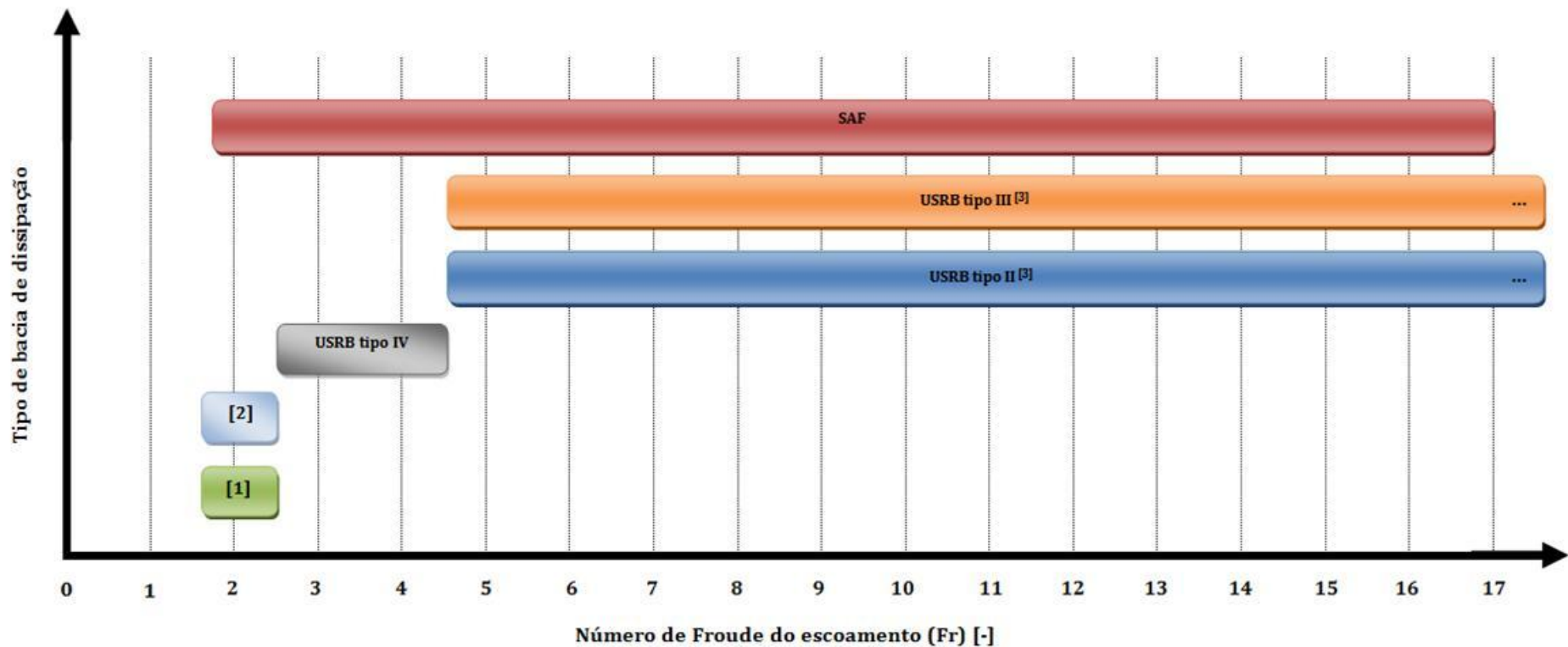


Figura 42 – Representação do domínio de aplicação das diferentes estruturas de dissipação de energia do escoamento em função do número de Froude do escoamento.

**Nota:** Este gráfico deve ser combinado com o Quadro 2 que apresenta outros factores limitantes da aplicação das bacias, tais como caudal, velocidade e *tailwater* (nível da água a jusante).

[1] – Bacia de dissipação por enrocamento;

[2] – Bacia de dissipação por ressalto hidráulico livre (limitada a Fr inferior a 2.5 pelo facto de não conter acessórios para a redução do ressalto hidráulico);

[3] – Não é estipulado qualquer limite máximo de Fr, por parte da *United States Bureau of Reclamation* (USBR).

#### **4. Proposta de Algoritmo para Selecção e Dimensionamento de Estruturas de Dissipação da Energia**

O dimensionamento das estruturas de dissipação de energia do escoamento faz parte de um sistema integrado em obras de drenagem de águas pluviais. Por exemplo, a drenagem transversal de uma estrada pode ser composta por estruturas de controlo de detritos, estruturas de entrada, passagens hidráulicas, e a jusante das passagens hidráulicas coloca-se soluções de dissipação de energia e protecção do canal receptor. Sendo estas estruturas a parte final do sistema, o inadequado dimensionamento de uma das partes, resulta no fracasso das estruturas de dissipação de energia.

Segundo PWUD (2004), os dispositivos de dissipação de energia podem ser internos, colocados no interior das passagens hidráulicas, ou externos, colocados a jusante das passagens hidráulicas (e.g. enrocamentos/bacias de dissipação de energia). No âmbito do presente trabalho os parâmetros hidráulicos a ter em conta são direccionados apenas para o dimensionamento de dispositivos de dissipação de energia do escoamento a jusante de passagens hidráulicas, descarregadores de barragens e ao longo de canais.

No dimensionamento das estruturas de dissipação de energia deve obter-se primeiramente os dados relativamente ao tipo e geometria da secção transversal, e características do escoamento que antecedem a estrutura de dissipação:

- Tipo de secção (e.g. circular, rectangular, trapezoidal);
- Geometria da secção: altura ( $D_0$ ), largura ( $W_0$ ), coeficiente de rugosidade ( $n$ ); inclinação ( $S_0$ );
- Características do escoamento: Caudal de dimensionamento ( $Q_d$ ), Profundidade do escoamento à saída da passagem hidráulica ou à entrada da bacia de dissipação ( $y_0$ ); velocidade do escoamento à saída da passagem hidráulica ou à entrada da bacia de dissipação ( $U_0$ ); número de Froude do escoamento à saída da passagem hidráulica ou à entrada da bacia de dissipação ( $Fr_0$ );

O cálculo das características do escoamento ( $y_0$ ,  $U_0$ ) pode ser efetuado pela equação de Manning-Strickler. O caudal de dimensionamento utilizado para o dimensionamento das passagens hidráulicas ou do canal de montante é o mesmo utilizado para o dimensionamento das estruturas de dissipação.

Equação de Manning-Strickler:

- Caudal

$$Q = n A R_h^{2/3} i^{1/2} \quad (4.1)$$

com:

$$n = \frac{1}{K_s}$$

onde:

$Q$  – caudal [ $\text{m}^3/\text{s}$ ];

$n$  – coeficiente de rugosidade de Manning;

$K_s$  – coeficiente da fórmula de Manning-Strickler [ $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ ];

$A$  – área da secção transversal do escoamento [ $\text{m}^2$ ];

$R_h$  – raio hidráulico da secção transversal [ $\text{m}$ ];

$i$  – declive do canal [ $\text{m}/\text{m}$ ].

- Velocidade ( $U$ ) [ $\text{m}/\text{s}$ ]

$$U = n R_h^{2/3} i^{1/2} \quad (4.2)$$

Os termos da equação foram descritos anteriormente.

Após conhecer as características do escoamento no canal de montante, torna-se necessário conhecer as características do escoamento no canal receptor (nível de água a jusante,  $T_w$ , e velocidade do escoamento,  $U_n$ ), por forma a poderem ser comparadas, permitindo a avaliação da necessidade de implantação de soluções de dissipação de energia do escoamento.

Segundo USDOT (2006), se as características do escoamento (velocidade e a altura do escoamento) à saída da passagem forem aproximadamente iguais as

características do escoamento do canal receptor, não será necessário estruturas de dissipação de energia. Caso sejam consideravelmente superiores, deve colocar-se dispositivos de dissipação de energia do escoamento.

Na necessidade de colocação de uma estrutura de dissipação de energia do escoamento, deve avaliar-se, os dados obtidos no estudo das características do escoamento que antecedem a estrutura de dissipação, as características do local de implantação, e comparar com as condições de uso das estruturas de dissipação descritas no capítulo 2 e sintetizadas no Quadro 2 do capítulo 3. Desta forma, deve-se dimensionar duas ou mais soluções que se adaptem aos dados analisados anteriormente, permitindo uma adequada selecção da solução de dissipação de energia, tendo em conta a melhor combinação de custo e redução de velocidade, garantindo a segurança e sustentabilidade da estrutura.

Em seguida apresenta-se um fluxograma que explica, resumidamente, todas as etapas e procedimentos de cálculo para a selecção e dimensionamento das estruturas de dissipação de energia do escoamento. Ressalta-se que os métodos Racional e do Soil Conservation Service (SCS) estão amplamente descritos na bibliografia (e.g. Mata-Lima *et al.*, 2007) e, por essa razão foram incluídos neste trabalho.

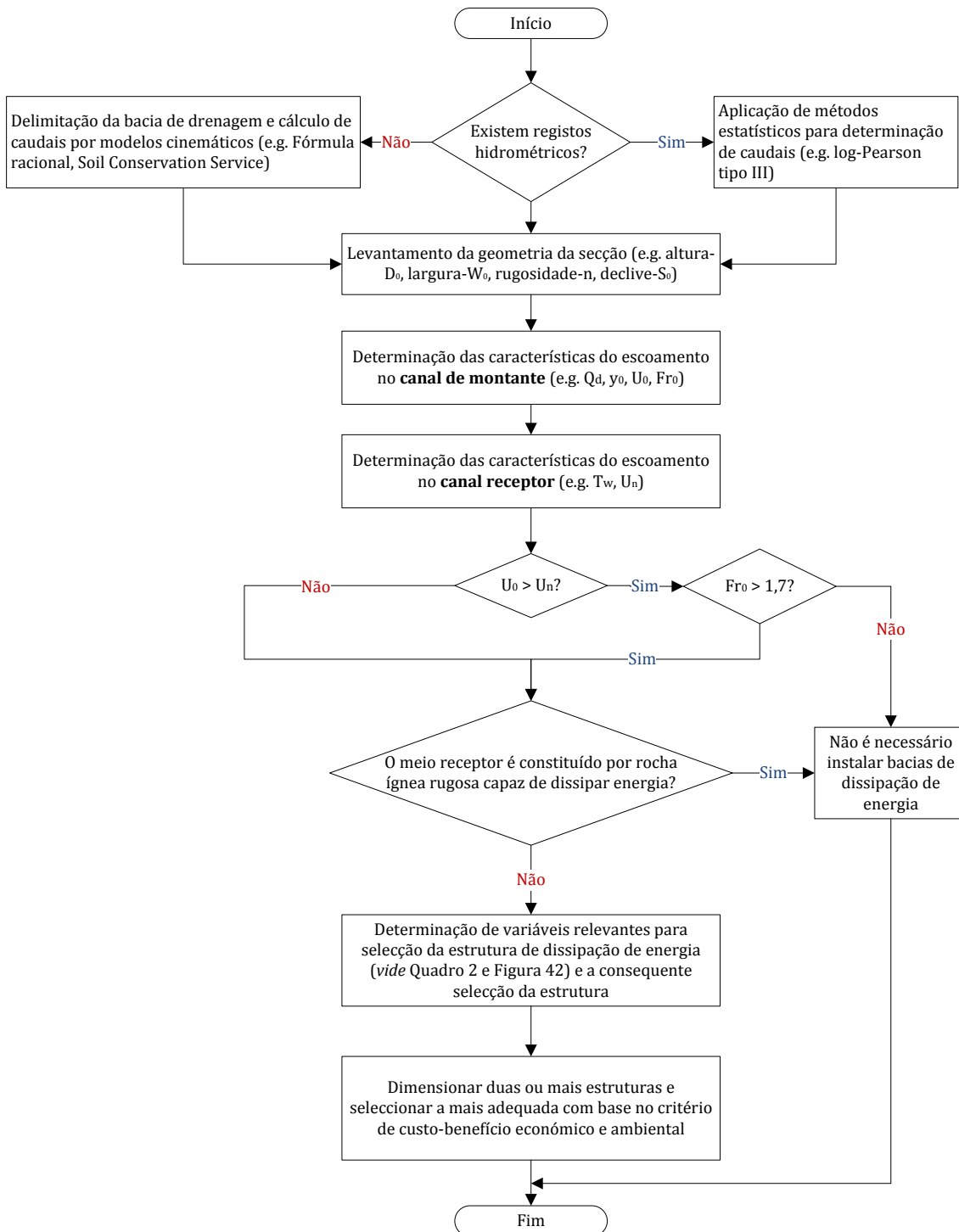


Figura 43 – Fluxograma simplificado do procedimento de selecção das estruturas de dissipação de energia do escoamento.

## 5. Exemplos de Aplicação na Região Autónoma da Madeira

A ilha da Madeira está inserida numa região onde ocorrem episódios de precipitações intensas. Aliado às peculiaridades geomorfológicas da RAM, fazem desta, uma região vulnerável à ocorrência de escoamentos a elevadas velocidades com transporte de material sólido. O maior aluvião na RAM foi em 9 de Outubro de 1803, afectando maioritariamente a cidade do Funchal, onde faleceram cerca de 1000 pessoas (Silva *et al.*, 2010). Segundo Quintal (1999), a 29 de Outubro de 1993 as águas galgaram os muros das ribeiras e arrasaram a cidade do Funchal, arrastando carros, destruindo ruas e casas, provocando 9 mortes (ver Figura 44).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 44 - Destruição resultante do aluvião de 29 de Outubro de 1993: (a) foz da ribeira de São João (Arquivo do Diário de Notícias *apud* Silva *et al.*, 2006); (b) Avenida do Mar e das Comunidades Madeirenses (Arquivo do Diário de Notícias *apud* Quintal, 1999); (c) foz das ribeiras de Santa Luzia (à esquerda) e João Gomes (à direita) (Arquivo do Diário de Notícias *apud* Quintal, 1999); (d) localização das zonas atingidas.

Silva *et al.* (2006), refere que em iguais circunstâncias de intensidade e duração de precipitação como as que verificadas em 29 de Outubro de 1993, as consequências poderiam ser igualmente catastróficas. No dia 20 de Fevereiro de 2010 ocorre um evento semelhante, em que o escoamento torna a transbordar as margens das ribeiras, devastando a cidade do Funchal, levando à morte de cerca de 43 pessoas (29 das quais no concelho do Funchal) (Silva *et al.*, 2010).



(a)



(b)



(c)

**Figura 45 - Aluvião de 20 de Fevereiro de 2010: (a) Avenida dor Mar e das Comunidades Madeirenses inundada (Tavanez, 2010a); (b) carros e detritos arrastados (Tavanez, 2010b); (c) material sólido depositado, junto à ribeira de João Gomes (Fernandes, 2010).**

Almeida *et al.* (2002) refere que estes eventos devem-se ao facto das linhas de água apresentarem comprimentos reduzidos, bacias com áreas reduzidas, declives acentuados e a natureza do leito apresentar calhaus e blocos de rocha de grandes dimensões. As características naturais da ilha da Madeira são favoráveis à formação de aluviões com elevada perigosidade, pois oferecem disponibilidade de materiais sólidos, facilmente destacáveis das encostas e leito das ribeiras na

sequência de precipitações intensas, promovendo a rápida formação de cheias devido ao curto tempo de resposta das bacias (Almeida *et al.*, 2010a).

Elaborou-se um mapa (Figura 46) suportado com um levantamento fotográfico, em anexo, onde se identificam as três principais linhas de água do concelho do Funchal (Ribeira de São João, Santa Luzia e João Gomes). O mapa, visa ilustrar a localização das soluções de dissipação de energia do escoamento adoptadas ao longo das principais linhas de água, bem como de alguns afluentes. Ilustra-se (em anexo) a forte intervenção humana no leito de cheia (e.g. construção de estradas, habitações, edifícios públicos e comércio), nas zonas de menor declive (ver Figura 48), perto da foz, que contribuem para a alteração do regime de escoamento, como é o caso da construção de pontes que acabam por estrangular a passagem do escoamento nas linhas de água. Procurou-se ilustrar o desenvolvimento das linhas de água desde a foz até ao local onde a concentração da população junto das ribeiras é menor, podendo observar-se algumas zonas que permanecem destruídas devido ao aluvião de 20 de fevereiro de 2010 (ver levantamento fotográfico da ribeira de Santa Luzia, em anexo).

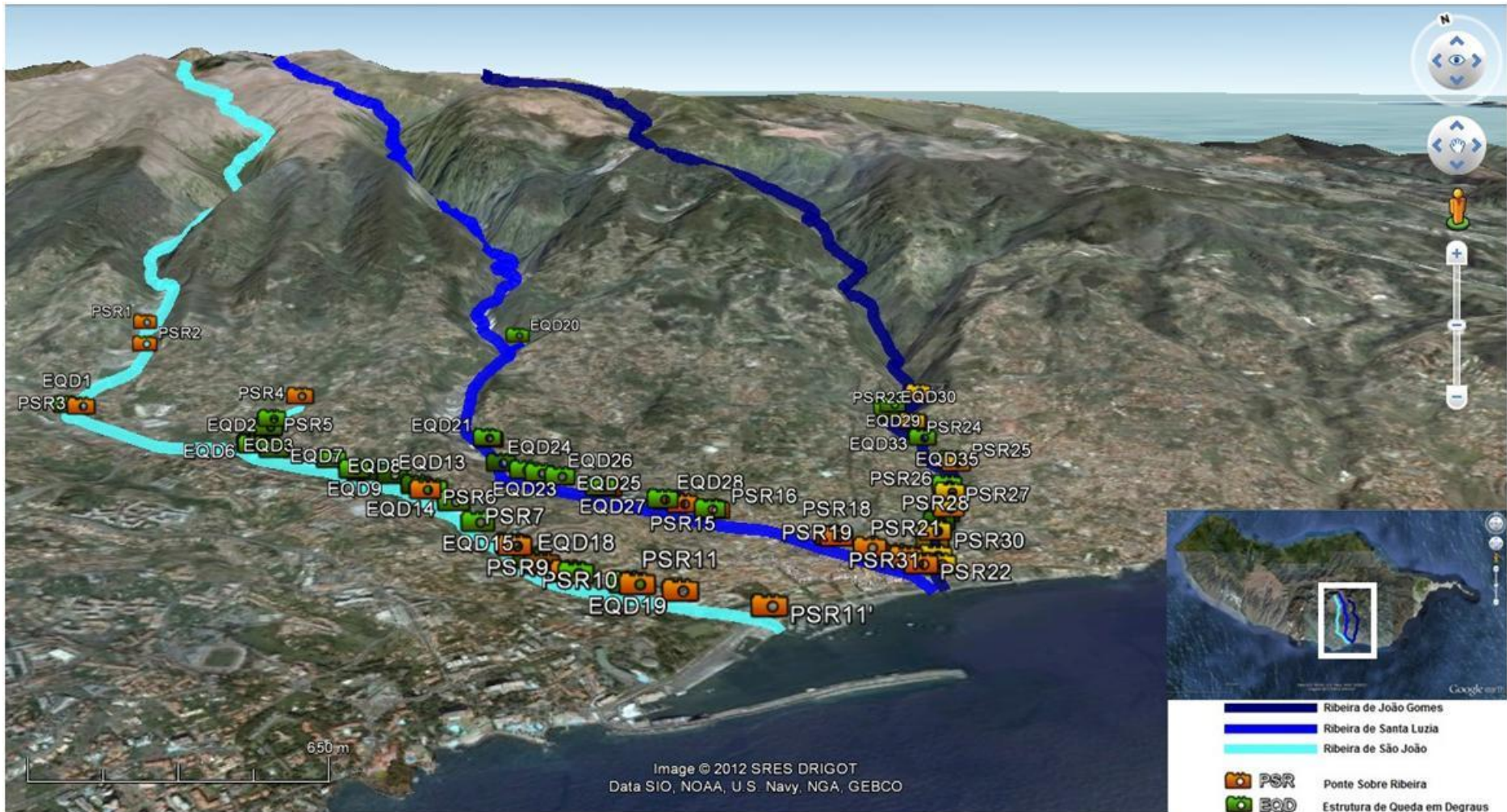


Figura 46 - Mapa das principais linhas de água do concelho do Funchal, com a localização das fotos.

Com a fixação da população nas zonas de menor declive, (ver Figura 47), e construção de estradas longitudinalmente às linhas de água (ocupando o leito de cheia), a secção de vazão das ribeiras ficou reduzida, devido à sua canalização (ver Quadro 3), proporcionando ao escoamento um aumento da sua velocidade.

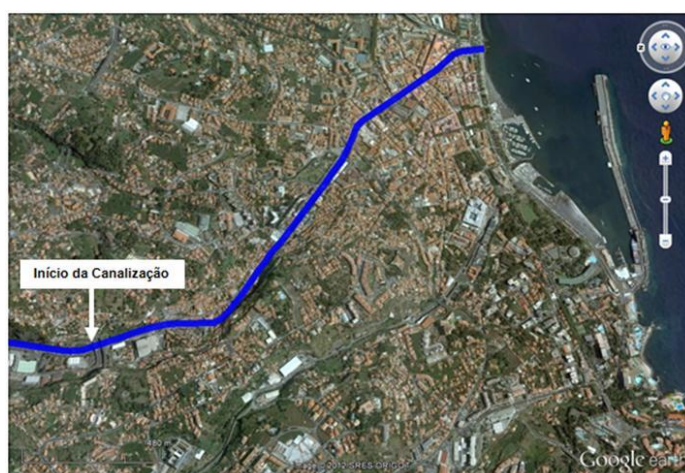
**Quadro 3 - Localização do início da canalização das linhas de água.**

Linha de água	Cota do início da canalização da ribeira	Distância à foz
	[m]	[m]
<b>Ribeira de São João*</b>	351	4300
<b>Ribeira de Santa Luzia</b>	148	2160
<b>Ribeira de João Gomes</b>	159	1940

\* - Há um troço canalizado, que antecede o início da canalização da ribeira, à cota 421 m, dista da foz 4820 m com uma extensão de 310 m, devido à construção de um campo de futebol no leito de cheia.



(a)



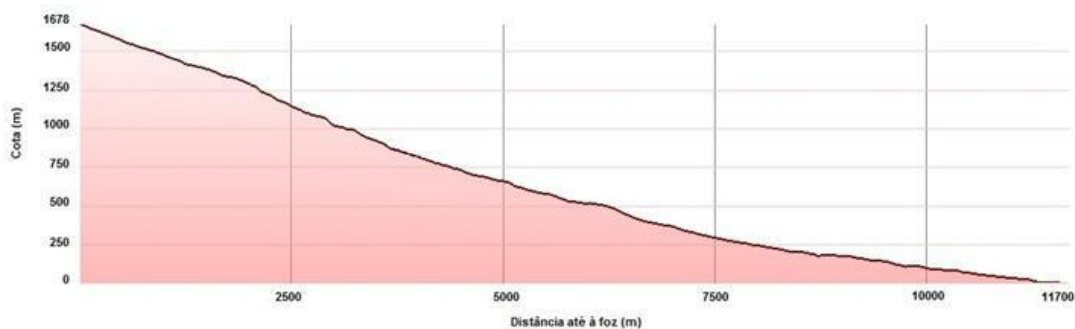
(b)



(c)

Figura 47 - Localização do início da canalização das ribeiras: (a) ribeira de São João; (b) ribeira de Santa Luzia; (c) ribeira de João Gomes.

A construção de pontes fez com que alguns troços das ribeiras ficassem cobertos por lajes. Como tal elaborou-se um quadro representativo (que complementa a Figura 46) de cada linha de água (ver Quadro 4, Quadro 5 e Quadro 6), evidenciando a localização das estradas construídas transversalmente às linhas de água, bem como das estruturas de dissipação de energia do escoamento, construídas ao longo do curso da água (que se encontram ilustradas, em anexo).



(a)



(b)



(c)

Figura 48 - Perfil longitudinal das três principais linhas de água do concelho do Funchal: (a) ribeira de São João; (b) ribeira de Santa Luzia; (c) ribeira de João Gomes;

Quadro 4 - Localização das estruturas existentes na ribeira de São João.

Linha de água	Tipo de estrutura	Distância até à foz	Cota
		[m]	[m]
Ribeira de São João	PSR 1	4650	395
	PSR 2	4300	351
	PSR 3	3430	251
	PSR 4*	3120	240
	PSR 5*	2745	198
	PSR 6	1700	122
	PSR 7	990	80
	PSR 8	827	64
	PSR 9	702	53
	PSR 10	451	38
	PSR 11 [1]	351	34
	EQD 1	3560	263
	EQD 2*	2851	210
	EQD 3*	2763	200
	EQD 4*	2694	190
	EQD 5*	2604	185
	EQD 6	2490	184
	EQD 7	2430	178
	EQD 8	2160	162
EQD 9	2020	150	
EQD 10*	1900	164	
EQD 11	1840	141	
EQD 12	1730	124	
EQD 13	1700	122	
EQD 14	1470	112	
EQD 15	1290	90	
EQD 16	1010	82	
EQD 17	952	74	
EQD 18	727	55	
EQD 19	539	43	

PSR – Ponte sobre ribeira;

**EQD** – Estrutura de queda em degraus;

\* - Estruturas colocadas em afluentes à linha de água principal (ribeira de São João);

[1] – Troço coberto por laje com uma extensão de cerca de 250 m (a uma distância de 100 m da foz).

**Quadro 5 – Localização das estruturas existentes na ribeira de Santa Luzia.**

Linha de água	Tipo de estrutura	Distância até à foz	Cota
		[m]	[m]
Ribeira de Santa Luzia	PSR 12 [1]	2160	148
	PSR 13	1400	90
	PSR 14	1120	66
	PSR 15	1060	61
	PSR 16	935	54
	PSR 17	536	31
	PSR 18	411	27
	PSR 19	349	26
	PSR 20	187	20
	PSR 21	150	19
	PSR 22 [2]	75	11
	EQD 20*	3550	287
	EQD 21	2170	152
	EQD 22	1900	124
	EQD 23	1730	120
	EQD 24	1700	115
	EQD 25	1600	110
	EQD 26	1430	92
	EQD 27	1150	70
	EQD 28	997	56

**PSR** – Ponte sobre ribeira;

**EQD** – Estrutura de queda em degraus;

\* - Estruturas colocadas em afluentes à linha de água principal (ribeira de Santa Luzia);

[1] – Troço coberto por laje, com uma extensão de 90 m; [2] – troço coberto por laje até à foz.

Quadro 6 - Localização das estruturas existentes na ribeira de João Gomes.

Linha de água	Tipo de estrutura	Distância até à foz	Cota
		[m]	[m]
Ribeira de João Gomes	PSR 23	1940	159
	PSR 24 [1]	1490	116
	PSR 25 [2]	852	55
	PSR 26 [3]	673	43
	PSR 27 [4]	572	34
	PSR 28 [5]	325	25
	PSR 29	247	23
	PSR 30	135	17
	PSR 31 [6]	67	10
	EQD 29	1790	145
	EQD 30	1720	138
	EQD 31	1650	127
	EQD 32	1510	116
	EQD 33	1350	99
	EQD 34	1090	77
	EQD 35	864	55
	EQD 36	650	42
	EQD 37	572	34
EQD 38	449	28	

PSR – Ponte sobre ribeira;

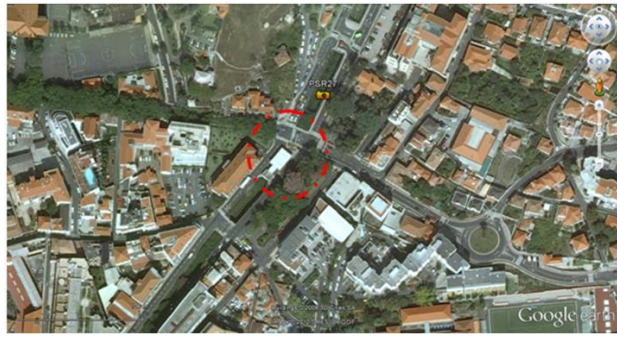
EQD – Estrutura de queda em degraus;

[1] – Troço coberto por laje, com uma extensão de 70 m; [2] – troço coberto por laje, com uma extensão de 45 m; [3] – troço coberto por laje, com uma extensão de 34 m; [4] – troço coberto por laje, com uma extensão de 56 m; [5] – troço coberto por laje, com uma extensão de 78 m; [6] – troço coberto por laje até à foz.

Dos quadros, verifica-se que as ribeiras mais intervencionadas são as ribeiras de São João e Santa Luzia, contudo a ribeira de João Gomes apresenta troços, de grandes dimensões, cobertos por laje, e próximos da foz (zona de menor declive). Visto que ocorre transporte de material sólido, acaba por depositar-se e conseqüentemente reduzir a secção de vazão, levando ao transbordamento do escoamento sobre as margens da ribeira, coincidindo com as zonas onde o escoamento transbordou pelas paredes laterais da ribeira, no aluvião de 20 de Fevereiro de 2010 (ver Figura 49).



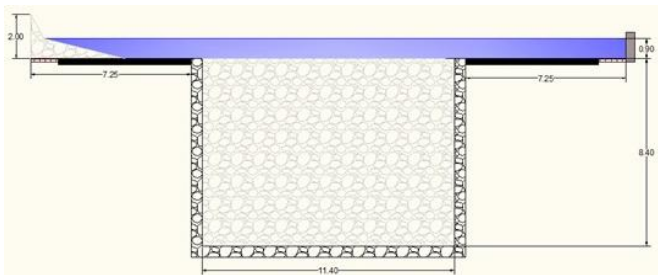
(a)



(b)

**Figura 49 - Local de transbordamento do escoamento sobre as margens da ribeira de João Gomes (coincidente com PSR 27): (a) transbordamento da ribeira de João Gomes, vista para jusante (Sousa Cruz, 2011); (b) localização do transbordamento.**

Segundo um estudo realizado por Almeida *et al.* (2010a) no âmbito do evento de 20 de fevereiro de 2010, *Estudo de Avaliação do Risco de Aluviões na Ilha da Madeira*, foram identificadas algumas zonas críticas onde ocorreu transbordamento do escoamento, devido à deposição de material sólido (ver Figuras que se seguem), que se encontram identificadas nos quadros supramencionados.

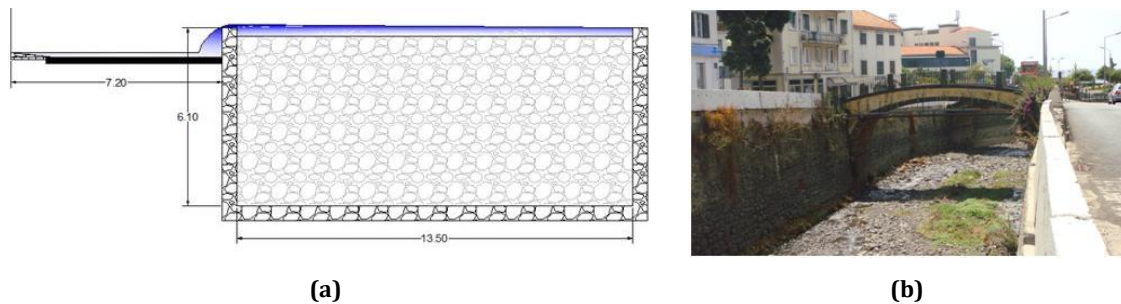


(a)

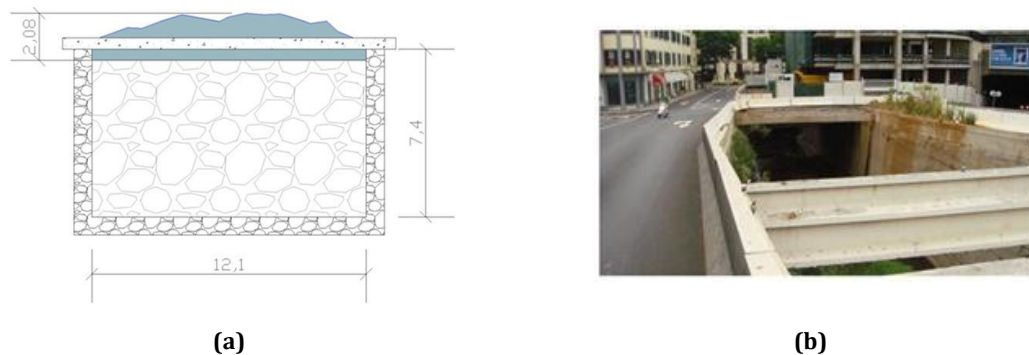


(b)

**Figura 50 - Zona de transbordamento do escoamento sobre as margens da ribeira de João Gomes, correspondente à zona a jusante da PSR 27: (a) secção transversal do local de transbordamento (Almeida *et al.*, 2010b); (b) local do transbordamento (PSR 27).**



**Figura 51 - Zona de transbordamento do escoamento sobre as margens da ribeira de Santa Luzia, correspondente à zona a montante da PSR 20: (a) secção transversal do local de transbordamento (Almeida *et al.*, 2010c); (b) local do transbordamento (PSR 20).**



**Figura 52 - Zona de transbordamento do escoamento sobre as margens da ribeira de São João, correspondente à zona a montante da PSR 11: (a) secção transversal do local de transbordamento (Almeida *et al.*, 2010d); (b) local do transbordamento (PSR 11).**

No Plano Regional da Água da Madeira, Almeida *et al.* (2002) refere que a solução adoptada nas ribeiras da RAM, como forma de controlar a dinâmica do escoamento (i.e. erosão, transporte e deposição do material sólido) evitando a ocorrência de cheias, é a colocação de açudes (denominados na região por “travessões”) nos troços declivosos que atravessam aglomerados populacionais (ver Figura 53). Os açudes possuem alturas que podem variar entre os 2 e os 5 m (em função do declive pretendido para o leito da ribeira).

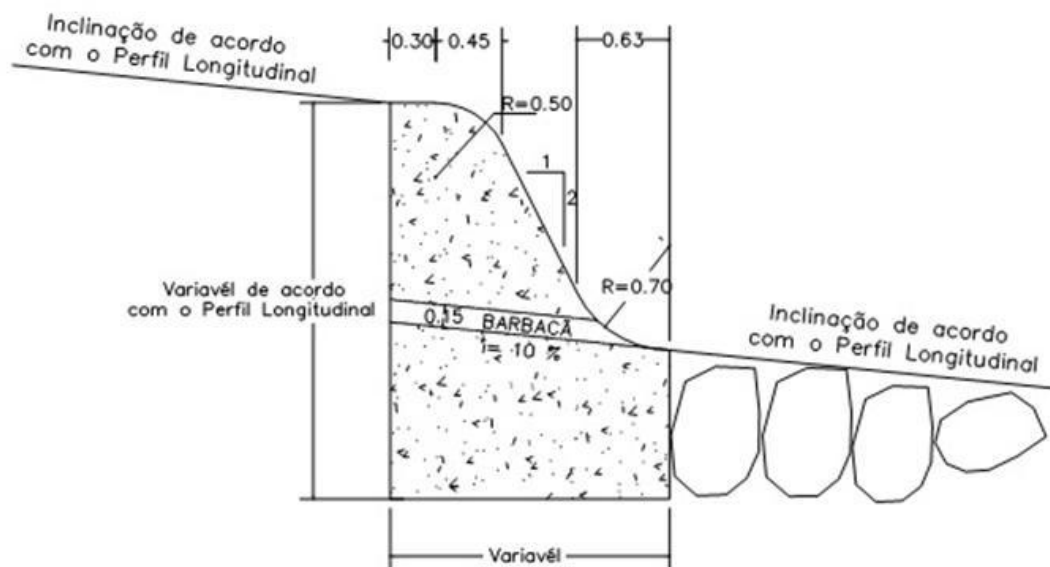


Figura 53 - Perfil tipo do “travessão” adoptado na RAM (SRIE, 2012).

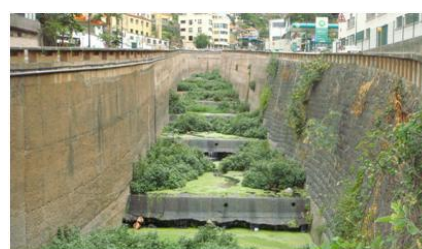
Do levantamento fotográfico realizado ao longo das três ribeiras (ver em anexo), observou-se que as estruturas de dissipação de energia do escoamento encontram-se implementadas ao longo do percurso do escoamento, com alguma densidade até ao local onde a secção de vazão é canalizada. Constatou-se, que nas linhas de água principais a solução frequentemente adoptada é a colocação de estruturas transversais à linha de água (açudes) de modo suavizar o declive do leito, comportando-se como estruturas de queda, dissipando energia do escoamento, e naturalmente diminuindo a capacidade transporte do material sólido.



(a)



(b)



(c)

Figura 54 - Estruturas de queda em degraus implementadas nas Ribeiras do concelho do Funchal: (a) ribeira de São João (EQD 12); (b) ribeira de Santa Luzia (EQD 26); (c) ribeira de João Gomes (EQD 34).

Nos afluentes, e em virtude da destruição do leito e margens dos canais devido ao aluvião de 20 de Fevereiro de 2010, construíram-se estruturas de queda em degraus, em betão (ver Figura 55).



**Figura 55 - Estruturas de queda em degraus, em betão: (a) afluente da ribeira de São João (EQD5); (b) afluente da ribeira de São João (EQD10); afluente da ribeira de Santa Luzia (EQD 20).**

A jusante de algumas passagens hidráulicas, verificou-se novamente que as soluções de dissipação de energia do escoamento adoptadas são as estruturas de quedas em degraus (ver Figura 56).



**Figura 56 - Estruturas de queda em degraus.**

Confrontando a análise realizada no segundo capítulo, onde se expôs os diferentes tipos de dissipadores de energia do escoamento, respectivos critérios de dimensionamento, e em que situações são passíveis de serem aplicados, conclui-se que a implementação dos açudes é a solução mais aconselhável dentro do enquadramento topográfico da ilha da Madeira (e.g. declives acentuados). Pois, os

açudes acabam por proporcionar ao escoamento uma sequência de quedas, comportando-se como as estruturas de queda. Estas estruturas são aconselhadas em regiões de orografia complexa, pois a sua aplicação ao longo do percurso do escoamento faz com que o declive do canal deixe de ser constantemente acentuado, passando a ter trechos, entre quedas verticais, com declives suaves, por forma a prevenir a ocorrência de escoamento em regime rápido.

Uma solução plausível, em alternativa à adoptada na RAM, seria a construção de bacias de dissipação de energia do escoamento por ressalto hidráulico com acessórios (e.g. USBR tipo II, USBR tipo III e tipo SAF), ao longo das ribeiras e afluentes. Estas estruturas adaptam-se a declives fortes e são concebidas para escoamentos a elevada velocidade, e elevados números de Froude (ver Quadro 2). Contudo, o facto de ser uma região onde ocorre elevado transporte de material sólido nas linhas de águas, constitui uma limitação à aplicação deste tipo de solução, pois as bacias de dissipação facilmente ruíam devido à erosão dos acessórios que permitem a redução do ressalto hidráulico.

A Rampa de blocos trata-se de uma solução que se adapta a declives fortes. Porém, uma das suas principais limitações é a ocorrência de escoamentos com transporte de material sólido, assim a passagem do escoamento entre blocos seria obstruída e a sua função (dissipar a energia do escoamento através dos sucessivos impactos nas linhas de blocos) fica comprometida. O escoamento passa por cima dos blocos e colide directamente no leito do canal (a jusante da estrutura) resultando numa maior erosão.

As restantes estruturas analisadas no segundo capítulo (e.g. Bacia de dissipação por enrocamento, bacia de dissipação do tipo WES e PWD, e bacia de dissipação por impacto) podem ser aplicadas na RAM, a jusante de passagens hidráulicas sob estradas, para drenagem de águas pluviais, sempre que as características do escoamento e topografia do local de implantação assim o permitirem (e.g. declives suaves).

## 6. Considerações Finais e Recomendações

As estruturas de dissipação de energia são fundamentais para reduzir a velocidade (e o número de Froude) do escoamento em canais declivosos, susceptível de provocar erosão no leito e nas margens, visando garantir a integridade dos ecossistemas, bem como mitigar os impactes socioeconómicos a jusante (e.g. degradação de infraestruturas e vítimas humanas).

O principal motivo associado ao colapso das estruturas de dissipação de energia relaciona-se com a erosão que pode ocorrer nas imediações (sobretudo a jusante das estruturas) devido à insuficiente capacidade para conter o escoamento e assegurar uma eficiente dissipação de energia dentro dos limites da estrutura. Tal facto enfatiza a importância de dimensionar bacias de dissipação com comprimento adequado para garantir que o ressalto hidráulico ocorra dentro da bacia.

A análise efectuada às diferentes estruturas de dissipação de energia permitiu sintetizar um conjunto de critérios de selecção e dimensionamento das estruturas que se reveste de capital importância para o dimensionamento de estruturas com adequado desempenho, prolongando desta forma o seu tempo de vida útil. De entre os factores relevantes para selecção e dimensionamento das estruturas de dissipação, salientam-se os seguintes que devem condicionar as soluções de projecto a serem implementados na RAM: enquadramento biofísico (e.g. tipo de maciço terroso ou rochoso, tipo de infra-estruturas existentes a jusante, existência ou não de um nível de água permanente a jusante –  $T_w$ ), declive da linha de água ou encosta, número de Froude e caudal do escoamento e geometria da secção transversal do escoamento afluente.

De um modo geral, para escoamentos com número de Froude elevados, as soluções mais adequadas são as bacias de dissipação de energia por ressalto hidráulico com acessórios (e.g. USBR tipo III e SAF), pois o ressalto hidráulico é um óptimo mecanismo de dissipação de energia do escoamento. Acrescenta-se ainda que, conforme referido no capítulo 2, estudos anteriores indicam que a bacia do tipo

SAF conduz a custos financeiros inferiores quando comparados com os da USBR tipo III.

Em locais que apresentam declives suaves (e.g. zona litoral da RAM), é possível analisar a possibilidade de implantação de bacias de dissipação por ressalto hidráulico simples (sem acessórios) e de dimensionamento expedito (e.g. WES, PWD, enrocamento). A bacia de dissipação por enrocamento, quando aplicável, deve merecer atenção devido ao seu baixo custo económico e menor perturbação ambiental comparativamente com as estruturas em betão.

A RAM apresenta linhas de água com declives acentuados (na ordem dos 15%), encostas de margens abruptas susceptíveis a erosão hídrica e que contribuem para a produção de carga sólida que aumenta a capacidade de transporte das ribeiras. Tais factos levam a que, na ocorrência de eventos de precipitações intensas, se formem escoamentos rápidos, em regime torrencial, altamente destrutivos devido à elevada quantidade de material sólido transportado.

A solução de dissipação de energia do escoamento adoptada nas principais linhas de água do concelho do Funchal (Ribeira de São João, Santa Luzia e João Gomes), são pequenos açudes ao longo dos trechos canalizados (coincidentes com as zonas de maior fixação da população), que se comportam como estruturas de queda, dissipando a energia do escoamento, tornando os declives das linhas de água mais suaves. Nos afluentes das ribeiras e a jusante de passagens hidráulicas nas vias de comunicação constatou-se que a solução de dissipação de energia adoptada tem sido a estrutura de queda em degraus.

Em síntese, nas regiões de orografia complexa as soluções que melhor se adequam são as bacias de dissipação por ressalto hidráulico (livre ou com acessórios), rampa de blocos, estruturas de queda abrupta, e estruturas de queda em degraus. Por outro lado, o transporte de material sólido é uma das principais limitações para a aplicação das bacias de dissipação por ressalto hidráulico e rampas de blocos, pois os acessórios e laje de fundo das bacias de dissipação por ressalto hidráulico acabam por deteriorar-se devido à abrasão. Nas rampas de blocos, os blocos destroem-se e os espaçamentos horizontais entre blocos ficam obstruídos devido à acumulação de detritos. Assim, as estruturas deixam de ser eficientes na

dissipação de energia do escoamento tornando-se ineficazes. Por esta razão, é necessário adoptar medidas complementares para a protecção das estruturas, bem como a monitorização e manutenção contínua.

Como recomendação para trabalhos futuros salienta-se a necessidade de redimensionar as estruturas actualmente existentes na RAM, considerando diferentes cenários, ou seja, comparando os resultados obtidos para as estruturas de dissipação cujo domínio de aplicação é compatível com as situações existentes na RAM. Tal comparação permitiria avaliar o grau de adequação das estruturas actualmente implementadas e propor eventuais intervenções correctivas.

## Referências bibliográficas

ADOT (2001). "Alaska Highway Drainage Manual". Alaska Department of Transportation (ADOT), Chapter 16: Erosion and Sediment Control, Alaska.

Afonso, J., Matos, J. e Almeida, M. (2006). "Energy Dissipation in Vertical and Stepped Sewer Drops in a Circular Channel: A Physical Model Study". International Junior Researcher and Engineer Workshop on Hydraulic Structures, Relatório CH61/06, Setembro de 2006, pp. 57-66.

Aisenbrey *et al.* (1978). "Design of Small Canal Structures". A Water Resources Technical Publication, United States Bureau of Reclamation, U.S. Department of the Interior, Denver.

Almeida *et al.* (2002), "Plano Regional da Água da Madeira: Tomo II". PROCESL Engenharia Hidráulica e Ambiental, Lda., ProSistemas Consultores de Engenharia, S.A. e PRIMA Projectos e Investimentos da Madeira. S.A., Funchal.

Almeida *et al.* (2010a), "Estudo de Avaliação do Risco de Aluviões na Ilha da Madeira". Relatório Base, Versão 01, Instituto Superior Técnico, Universidade da Madeira, Laboratório Regional de Engenharia Civil, Dezembro de 2010, Funchal.

Almeida *et al.* (2010b), "Estudo de Avaliação do Risco de Aluviões na Ilha da Madeira". Anexo G – Levantamento de dados de campo da ribeira João Gomes, Instituto Superior Técnico, Universidade da Madeira, Laboratório Regional de Engenharia Civil, Dezembro de 2010, Funchal.

Almeida *et al.* (2010c), "Estudo de Avaliação do Risco de Aluviões na Ilha da Madeira". Anexo H – Levantamento de dados de campo da ribeira de Santa Luzia, Instituto Superior Técnico, Universidade da Madeira, Laboratório Regional de Engenharia Civil, Dezembro de 2010, Funchal.

Almeida *et al.* (2010d), "Estudo de Avaliação do Risco de Aluviões na Ilha da Madeira". Anexo I – Levantamento de dados de campo da ribeira de São João, Instituto Superior Técnico, Universidade da Madeira, Laboratório Regional de Engenharia Civil, Dezembro de 2010, Funchal.

Antunes, M. J. (2011). "Descarregadores de Cheia em Canal, em Betão, Não Convencionais". Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Baptista, M. B., Coelho, M. L. P. (2003). "Fundamentos de Engenharia Hidráulica". 2ª Edição Revista, Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil.

Beichley, G. L. (1978). "Hydraulic Design of Stilling Basin for Pipe or Channel Outlets". A Water Resources Technical Publication, Research Report N° 24, United States Bureau of Reclamation, U.S. Department of the Interior, Denver.

Blaisdell, F. W. (1959). "The SAF Stilling Basin". Agricultural Handbook No. 156, Agricultural Research Service and St. Anthony Falls Laboratory, University of Minnesota, Minneapolis.

Chanson, H. (1993a). "Comparison of energy dissipation between nappe and skimming flow regimes on stepped chutes". Journal of Hydraulic Research, Vol. 32. No. 2, pp. 213-218.

Chanson, H. (1993b). "Stepped Spillway Flows and Air Entrainment." Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 20, No. 3, pp. 422-435.

Chanson, H. (1994a). "Hydraulics of Skimming Flow Over Stepped Channels and Spillways". Journal of Hydraulic Research, Vol. 32. No. 3, pp. 445-460.

Chanson, H. (1994b). "Hydraulics of Nappe Flow Regime Above Sepped Chuttes and Spillways". Australian Civil Engineering Transactions, IEAust., Vol. CE36, No. 1, pp. 69-76.

Chanson, H. (1994c). "Hydraulics of Stepped Spillways and Cascades". International Conference on Hydraulics in Civil Engineering, National Conference Publications, No. 94/1, pp. 217-222.

Chanson, H. (2001). "Hydraulic Design of Stepped Spillways and Downstream Energy Dissipators". Dam Engineering, Vol. 11, No. 4, pp. 205-242.

Chanson, H. (2002). "The Hydraulics of Stepped Chutes and Spillways". A. A. Balkema Publishers, Netherlands. 384p.

Chanson, H. (2004). "The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction". Elsevier publications, Second Edition, Oxford.

Chanson, H. e Montes, J. S. (1998). "Overflow Characteristics of Circular Weirs: Effects of Inflow Conditions". Journal of Irrigation and Drainage Engineering, Vol. 124, No. 3, pp. 152-162.

Chanson, H. e Toombes, L. (1997). "Energy Dissipation in Stepped Waterway". 27<sup>th</sup> Congress of the International Association for Hydraulic Research, California, pp. 595-600.

Chanson, H. e Toombes, L. (2000). "Air-Water Flow and Gas Transfer at Aeration Cascades: A Comparative Study of Smooth and Stepped Chutes". Department of Civil Engineering, University of Queensland, Australia.

Chaudhry, M. H. (2008). "Open-Channel Flow". Springer Science Business Media, Columbia, USA.

Chow, V. T. (1959). "Open channel hydraulics". McGraw-Hill Book Company, New York, USA.

Dai Prá, M. (2011). "Uma Abordagem Para Determinação das Pressões Junto ao Fundo de Dissipadores de Energia por Ressalto Hidráulico". Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre (Brasil).

Dai Prá, M., Suzuki, L., Alves, A., Marques, M. (2012). "Um Estudo Sobre Vertedouros em Degraus de Declividade 1V:1H". Revista dos Recursos Hídricos, Vol. 30, No. 1, pp. 17-27.

Donnelly, C. A. & Blaisdell, F. W. (1954). "Straight Drop Spillways Stilling Basin". University of Minnesota, St. Anthony Falls Hydraulic Laboratory, Technical paper nº 15, Series B.

FCDMC (1996), "Drainage Design Manual". Flood Control District of Maricopa County (FCDMC), Volume 2, Chapter 7: Hydraulic Structures, Maricopa County, Arizona.

Fernandes, A. (2010), "Tragédia na Madeira". Blogspot, Página consultada em 5 de Setembro de 2012, <  
[http://alexandrebernardofernandes.blogspot.pt/2010\\_02\\_01\\_archive.html](http://alexandrebernardofernandes.blogspot.pt/2010_02_01_archive.html)>.

French, R.H. (1987). "Open-Channel Hydraulics". McGraw-Hill Book Company, Singapura.

Government of Belize (s. d.). "Pictures of Major Flooding in the Stann Creek District". Página consultada em 4 de Julho de 2012, <  
<http://www.belize.gov.bz/ct.asp?xItem=1494&CtNode=614&mp=27>>.

Guo, J. C. Y. (2009). "Grade Control for Urban Flood Channel Design". Journal of Hydro-environment Research, Department of Civil Engineering, University of Colorado at Denver, 19 de Janeiro, pp. 239-242.

IPCC (2007). "Climate Change 2007: The Physical Science Basis". Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Solomon, S, Qin, D., Manning, M., Chen, Z., Marquis, M., Averyt, KB., Tignor, M., Miller, HL. (eds)]. Cambridge University Press, Cambridge and New York.

Lencastre, A. (1996). "Hidraulica Geral". Edição do Autor, Lisboa.

Martins, F. e Pinheiro, A. (2003). "Passagens hidráulicas. Dimensionamento hidrológico e hidráulico e estimativa de custos assistidos por computador". Recursos Hídricos, 24(3): 37-51.

Mata-Lima, H., Vargas, H., Carvalho, J., Caetano, H., Marques, A., Raminhos, C., Gonçalves, M. (2007). "Comportamento Hidrológico de Bacias Hidrográficas: integração de métodos e aplicação a um estudo de caso". REM – REVISTA ESCOLA DE MINAS. 60(1): 525-536.

Matos, J. S. (1999). "Emulsão de ar e dissipação de energia do escoamento em descarregadores em degraus". Tese de Doutoramento em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

Meireles, I., Matos, J., Melo, J. (2005). "Altura piezométrica e energia específica do escoamento deslizante sobre turbilhões no pé de descarregadores de cheias em degraus". Revista Recursos Hídricos, 26(1): 7-15.

NBCBN (2010). "A Hybrid Approach to Improve the Design of Stilling Basin". Nile Basin Capacity Building Network (NBCBN), Cairo, Egito.

Novak, P., Moffat, A. I. B., Nalluri, C. e Narayanan, R. (2007). "Hydraulic Structures". Fourth Edition, Taylor & Francis Group, Oxon, London.

ODNR (2011). "Dam Safety: Outlet Erosion Control Structures", Ohio Department of Natural Resources (ODNR), Division of Soil and Water Resources, Fact sheet 99-51, Columbus, Ohio.

Peterka, A. J. (1984). "Hydraulic Design of Stilling Basin and Energy Dissipators". A Water Resources Technical Publication, Engineering Monograph Nº 25, United States Bureau of Reclamation, U.S. Department of the Interior, Denver.

Pinheiro, A. N. (2006). "Obras de Dissipação de Energia", Apontamentos de Estruturas Hidráulicas, Secção de Hidráulica e Recursos Hídricos e Ambientais, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Porto, R. M. (1998). "Hidráulica Básica". 1ª Edição, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

PWUD (2004). "Drainage Critéria Manual". Public Works and Utilities Department (PWUD), Chapter 7: Energy dissipators, Lincoln.

QGNRW (2007). "Queensland Urban Drainage Manual". Queensland Government Natural Resources and Water (QGNRW), Volume I, Chapter 8: Stormwater outlets, Queensland.

Quintal, R. (1999), "Aluviões da Madeira Desde o Século XIX". Revista Territorium, Coimbra, pp. 31-47.

Quintela, A. (2009). "Hidráulica". 11ª Edição, Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa.

Rhone, T. J. (1977), "Baffled Apron as Spillway Energy Dissipator". American Society of Civil Engineers, Journal of the hydraulics division, Volume 103, No. HY12, Dezembro de 1977, pp. 1391-1401.

Rice, C. E. e Kadavy, K. C. (1992). "Riprap Design for SAF Stilling basins", Transactions of the American Society of Agricultural Engineers (ASAE), Vol. 35 No. 6, Nov./Dec. 1992, pp. 1817-1825.

Rice, C. E., Kadavy, K. C. e Robinson, K. M. (1999). "Franklin County Lake Principal Spillway, Mississippi-Physical Model Study Results", ASAE Paper No. 992041, CA. Julho 18-21 de 1999, Annual International Meeting, Toronto, Ontario.

Richardson, E. V., Simons, D. B., Julien, P. (1990). "Highway in the River Environment", FHWA HI-90-016, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.

SDDOT (2011). "Drainage Manual". South Dakota Department of Transportation (SDDOT), Office of Bridge Design, Chapter 11: Energy Dissipators, South Dakota.

Silva, J. B., Almeida, F., Gomes, C. (2006), "Impacte Ambiental Provocado pela Construção Subterrânea na Baixa Citadina do Funchal". Universidade Nova de Lisboa, 10º Congresso Nacional de Geotecnia, 22 a 26 de Maio de 2006.

Silva, J. B., Almeida, F., Gomes, C. (2010), "Enxurradas e inundações na Madeira". Diário de Notícias, Serviço de documentação e impressão, 28 de Março de 2010.

Sousa Cruz, J. (2011), "Obras de Correção Torrencial na Ribeira de Santa Luzia na Ilha da Madeira". Ordem dos Engenheiros, Página consultada em 4 de Setembro de 2012, <  
[http://www.ordemengenheiros.pt/fotos/dossier\\_artigo/20111216\\_jcruz\\_994357\\_04ef0a0eebf4eb.pdf](http://www.ordemengenheiros.pt/fotos/dossier_artigo/20111216_jcruz_994357_04ef0a0eebf4eb.pdf)>.

SRIE (2012), "Travessão tipo adoptado na RAM". Secretaria Regional de Infra-Estruturas e Equipamento Público.

Tavanez, M. (2010a), “Tragédia na Madeira: Confirmadas 42 vítimas mortais”, Revista Caras, Página consultada em 5 de Setembro de 2012, <<http://caras.sapo.pt/famosos/2010/02/22/tragedia-na-madeira-confirmadas-42-vitimas-mortais>>.

Tavanez, M. (2010b), “Artistas Solidários com a Tragédia na Madeira”, Revista Caras, Página consultada em 5 de Setembro de 2012, <<http://caras.sapo.pt/famosos/2010/02/27/artistas-solidarios-com-a-tragedia-na-madeira>>.

TDOT (2011). “Drainage Manual”. Tennessee Department of Transportation (TDOT), Design Division, Chapter 9: Energy Dissipators, Tennessee.

Teixeira, E. (2003). “Previsão dos Valores de Pressão Junto ao Fundo em Bacias de Dissipação por Ressalto Hidráulico”. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre (Brasil).

Teixeira, E. (2008). “Efeito de Escala na Previsão dos Valores Extremos de Pressão Junto ao Fundo em Bacias de Dissipação por Ressalto Hidráulico”. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre (Brasil).

The Scottish government (2010). “Reservoir Safety in Scotland”. A consultation document, Janeiro de 2010, Edinburgh.

UDFCD (2008). “Urban Storm Drainage”. Urban Drainage and Flood Control District (UDFCD), Volume 2, Criteria Manual, Chapter 8: Hydraulic structures, Denver, Colorado.

USACE (1963). “Impact-Type Energy Dissipator for Storm-Drainage Outfalls Stilling Well Design”. U.S. Army Corps of Engineers (USACE), Hydraulic Model Investigation, Vicksburg, Mississippi.

USACE (1984). “Drainage and Erosion Control Mobilization Construction”. U.S. Army Corps of Engineers (USACE), Engineer Manual No. 1110-3-136, Washington, D.C.

USBR (1987). "Design of Small Dams". A Water Resources Technical Publication, Third Edition, United States Bureau of Reclamation, U.S. Department of the Interior, Washington, D.C.

USBR (2010). "Overtopping of Walls and Stilling Basin Failure". United States Bureau of Reclamation (USBR), Instruction Material of the Training Course of Best Practices and Risk Methodology, Chapter 21, USA.

USDA (1969). "Gated Outlet Appurtenances Earth Dams", United States Department of Agriculture (USDA), Soil Conservation Service, Engineering Division, Technical Release No. 46, Section F: Outlet Structures, Portland, Oregon.

USDA (2010a). "New Mexico NRCS Photo gallery". United States Department of Agriculture (USDA), Página consultada a 6 de Junho de 2012, <<http://www.nm.nrcs.usda.gov/photo-gallery/engineering/nm-e0003.jpg>>.

USDA (2010b). "Allison Draw Flood Control Channel Orchard Valley Phase". United States Department of Agriculture (USDA), Página consultada a 23 de Maio de 2012, <<http://www.wy.nrcs.usda.gov/technical/wyprojects/allisondraworchardvalley/rprapbasin2.html>>.

USDHS (2004). "The National Dam Safety Program". United States of Homeland Security (USDHS), Workshop on Outlet Works, Section 4, 25-27 de Maio de 2004, Denver, Colorado.

USDOT (2006). "Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels". Hydraulic Engineering Circular No. 14, Third Edition, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

USDOT (2008). "Introduction to Highway Hydraulics". Hydraulic Design Series No. 4, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

## **ANEXO I**

**Levantamento fotográfico da Ribeira de São João (suporte à Figura 46 e Quadros 4, 5 e 6)**





**PSR1, zona de estrangulamento, vista para jusante (cota - 395.0m).**



**PSR2, vista para jusante (cota - 351.0m).**



**EQD1, vista para montante (cota - 263.0m).**



**PSR3, vista para jusante (cota - 251.0m).**



**PSR4, zona de estrangulamento, vista para jusante (cota - 240.0m).**



**EQD2, vista para montante (cota - 210.0m).**



**EQD3, vista para montante (cota - 200.0m).**



**PSR5, vista para jusante (cota - 197.0m).**



**EQD4, vista para montante (cota - 190.0m).**



**EQD5, vista para montante (cota - 185.0m).**



**EQD6, vista para montante (cota - 184.0m).**



**EQD7, vista para montante (cota - 178.0m).**



**EQD8, vista para montante (cota - 162.0m).**



**EQD9, vista para montante (cota - 150.0m).**



**EQD10, vista para montante (cota - 164.0m).**



**EQD11, vista para montante (cota - 141.0m).**



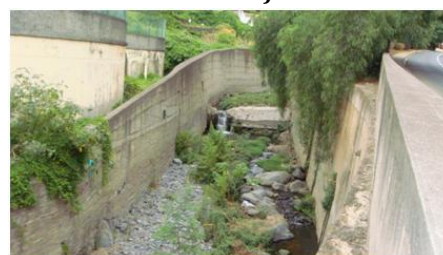
**EQD12, vista para montante (cota - 124.0m).**



**EQD13 e PSR6, vista para montante (cota - 122.0m).**



**EQD14, vista para montante (cota - 112.0m).**



**EQD15, vista para montante (cota - 90.0m).**



**PSR7, zona de estrangulamento, vista para jusante (cota - 80.0m).**



**EQD16, vista para montante (cota - 82.0m).**



**PSR8, vista para jusante (cota - 64.0m).**



**EQD17, vista para montante (cota - 74.0m).**



**PSR9, vista para jusante (cota - 53.0m).**



**EQD18, vista para montante (cota - 55.0m).**



**EQD19, vista para montante (cota - 43.0m).**



**PSR10, vista para jusante (cota - 38.0m).**



**PSR11, vista para jusante (cota - 34.0m).**



**PSR11', vista para montante (cota - 15.0m).**

**Figura 57 – Estruturas existentes na ribeira de São João**



## **ANEXO II**

**Levantamento fotográfico da Ribeira de Santa Luzia (suporte à Figura 46 e Quadros 4, 5 e 6)**





**EQD20, vista para montante (cota - 287.0m).**



**EQD21, vista para montante (cota - 152.0m).**



**PSR12, vista para jusante (cota - 150.0m).**



**EQD22, vista para montante (cota - 124.0m).**



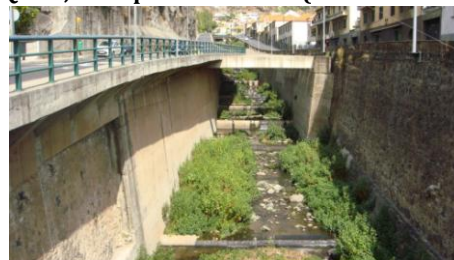
**EQD23, vista para montante (cota - 120.0m).**



**EQD24, vista para montante (cota - 115.0m).**



**EQD25, vista para jusante (cota - 110m).**



**EQD26, vista para montante (cota - 92.0m).**



**PSR13, vista para jusante (cota - 90.0m).**



**EQD27, vista para montante (cota - 70.0m).**



**PSR14, vista para jusante (cota - 66.0m).**



**PSR15, zona de estrangulamento, vista para jusante (cota - 61.0m).**



**EQD28, vista para montante (cota - 56.0m).**



**PSR16, zona de estrangulamento, vista para jusante (cota - 54.0m).**



**PSR17, vista para montante (cota - 31.0m).**



**PSR18, vista para jusante (cota - 27.0m).**



**PSR19, vista para montante (cota - 26.0m).**



**PSR20, topo das paredes laterais destruido, vista para jusante (cota - 20.0m).**



**PSR21, ponte parcialmente destruida, vista para jusante (cota - 19.0m).**



**PSR22, vista para jusante (cota - 11.0m).**

**Figura 58 – Estruturas existentes na ribeira de Santa Luzia.**

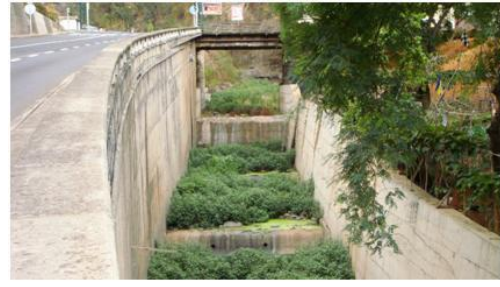
## **ANEXO III**

**Levantamento fotográfico da Ribeira de João Gomes (suporte à Figura 46 e Quadros 4, 5 e 6)**





**PSR23, zona de estrangulamento, vista para jusante (cota - 159.0m).**



**EQD29, vista para montante (cota - 145.0m).**



**EQD30, vista para montante (cota - 138.0m).**



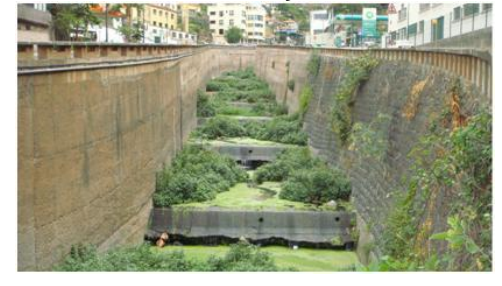
**EQD31, vista para montante (cota - 127.0m).**



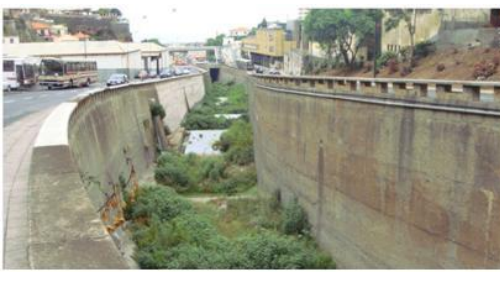
**PSR24 e EQD32, vista para jusante (cota - 116.0m).**



**EQD33, vista para montante (cota - 99.0m).**



**EQD34, vista para montante (cota - 77.0m).**



**PSR25, vista para jusante (cota - 55.0m).**



**EQD35, vista para montante (cota - 55.0m).**



**PSR26, vista para jusante (cota - 43.0m).**



**EQD36, vista para montante (cota - 42.0m).**



**EQD37, vista para montante (cota - 34.0m).**



**PSR27, vista para jusante (cota - 34m).**



**EQD38, vista para montante (cota - 28.0m).**



**PSR28, vista para jusante (cota - 25.0m).**



**PSR29, vista para jusante (cota - 23.0m).**



**PSR30, vista para jusante (cota - 17.0m).**



**PSR31, vista para jusante (cota - 10.0m).**

**Figura 59 - Estruturas existentes na ribeira de João Gomes.**