

DIMENSIONAMENTO DE BARRAGENS COM FENDAS (“SLIT DAMS”) PARA O CONTROLO DE FLUXOS DE DETRITOS EM BACIAS DE REGIME TORRENCIAL

Design of slit dams to control debris flows in torrential regime basins

Jorge Manuel Sousa Cruz*

RESUMO – O artigo aborda aspectos conceptuais e de dimensionamento de barragens com fendas (“slit dams”) para o controlo de fluxos de detritos grosseiros de material sólido em bacias hidrográficas de regime torrencial, como medida estrutural para a mitigação dos seus efeitos. A avaliação do risco associado a um determinado perigo pressupõe a identificação do problema e do sistema – alvo de atenção. Neste contexto e após a apresentação de casos históricos de torrentes como um fenómeno global, faz-se uma breve caracterização das bacias hidrográficas de regime torrencial e dos mecanismos de ruptura de vertentes e de transporte de material sólido que estão associados às torrentes. A identificação dos factores potenciadores e a caracterização dos parâmetros básicos dos fluxos de detritos, necessários ao dimensionamento das estruturas de controlo e retenção, são aqui apresentados segundo diferentes técnicas e metodologias. De entre várias medidas estruturais de combate a estes eventos, o trabalho foca-se nas barragens com fendas e no seu dimensionamento, e apresenta o caso da “aluvião” de 20 de Fevereiro de 2010 na ilha da Madeira como um evento excepcional onde estas soluções foram adoptadas.

SYNOPSIS – This paper presents conceptual and design issues of slit dams for the control of stony debris flow in torrential watersheds, as a structural mitigation measure. Risk assessment of a particular hazard requires the identification of both the problem and the system to protect. In this context, following the presentation of historical cases of debris flow as global phenomena, a brief characterization of torrential regime watersheds and the mechanisms of landslides, as well as associated solid material transport, are carried out. The identification of the enhancing factors, as well as the characterization of the basic parameters of debris flows, in order to design the control and retention structures, are discussed according to different techniques and methodologies. Among the several structural measures for torrent control, the article focuses on slit dams and their design, presenting the case of the “Aluvião” of 20 February 2010 in Madeira Island as an exceptional event where the presented solutions have been adopted.

PALAVRAS CHAVE – Barragens com fendas, Fluxo de detritos, Bacias hidrográficas de regime torrencial, aluvião, Madeira.

KEYWORDS – Slit dams, debris flows, torrential regime basins, “aluvião”, Madeira.

1 – INTRODUÇÃO

O controlo do risco associado a um determinado perigo visa, por definição, executar actividades e adoptar medidas planeadas, capazes de conter ou mitigar o risco existente e torná-lo tolerável. Essas medidas subordinam-se a um princípio estratégico fundamental que consiste na diminuição da perigosidade, assim como da vulnerabilidade das pessoas e bens potencialmente expostos.

* Engenheiro Civil, LCW Consult S.A., Algés, Portugal, jorge.cruz@lcwconsult.com.

No caso das bacias hidrográficas de regime torrencial, as cheias que as caracterizam representam um perigo pela sua violência e efeitos inequívocos sobre os leitos e as vertentes e, ainda, sobre as pessoas e valores atingíveis, estando entre os desastres naturais como dos mais destrutivos. Estas soluções são da maior pertinência, particularmente nas regiões onde o ordenamento do território é desajustado ou inexistente, o que, aliado aos efeitos das variações climáticas e em particular do fenómeno El Niño a que hoje se assiste em várias partes do planeta, as torna ainda mais relevantes.

Este trabalho foca-se apenas nas medidas de protecção estrutural e no seu dimensionamento.

O caso do evento da ilha da Madeira de 20 de Fevereiro de 2010 é aqui tratado como um evento geo-hidrológico excepcional, apresentando-se nesse contexto algumas das obras realizadas como exemplo singular das medidas estruturais adoptadas. Naturalmente que não sendo possível eliminar completamente o risco apenas com medidas deste tipo, tornou-se, porém, necessário articulá-las com outras medidas do tipo não-estrutural e passivas, actuando de forma directa ou indirecta sobre os factores de risco.

2 – TORRENTES DE DETRITOS – UM FENÓMENO GLOBAL

As correntes de detritos, aqui identificadas com o termo equivalente de “torrente de detritos” ou apenas e simplificada de “torrente” são processos geodinâmicos que ocorrem na maior parte das vezes em bacias hidrográficas com forte declive e submetidas a cheias com enorme violência e associadas a episódios de pluviometria intensa e concentrada ou prolongada.

Os efeitos destas torrentes resultam, em geral, em perdas de vidas humanas e na destruição de casas, de propriedades e de infra-estruturas urbanas (ver Quadro 1 e Figuras 1 a 3). Para além dos prejuízos directos criados por estes fenómenos, existem custos indirectos relacionados com a inutilização e/ou o impedimento temporal da exploração das áreas afectadas.

Quadro 1 – Síntese de alguns dos eventos mais importantes conhecidos e documentados.

País/Localidade	Data	Breve descrição do evento	Nº de mortes	Danos	Montante prejuízos
Venezuela/ La Guaira/Naiguaita	1999	Desprendimento e arraste de blocos e árvores numa extensão de mais de 40Km (Figura 1)	10.000 a 30.000	8.000 casas e 700 apartamentos destruídos. 75.000 pessoas desalojadas	1,79 x10 ⁹ USD
Peru/Mayunmarca	1974	Fluxo de detritos com 109 m ³ e com 8km	450		
Nicarágua/Casita Volcano		Derrocadas e torrentes de massas com a passagem do furacão Mitch	2.000		
Suíça, França e Áustria (Figura 2)					
Itália/ Sarmo, Siano, Quindici e Bracigliano	1998 e 1999	Fluxos de detritos de milhões de metros cúbicos (Figura 3)			Avultados prejuízos materiais



Cone de dejecção dos depósitos de torrente na parte terminal da Quebrada Seca, em Cerro Grande (Jakob e Hungr, 2005).



Detritos depositados na cidade de Caraballeda, com mais de 6m de espessura (Wieczorek *et al.*, 2013)

Fig. 1 – Torrente de 14-16 Dez. 1999, no Estado de Vargas, Venezuela.

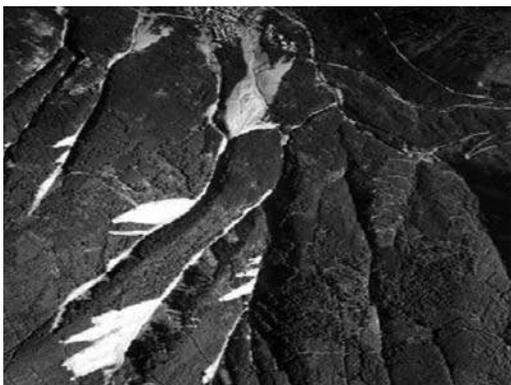


Torrente de Schmitzenbach, 1887, Salzburg, Áustria.



Estabilização de taludes deslizados e arrastados em 1898 em Filpittertobel, Vorarlberg, Áustria.

Fig. 2 – Torrentes e medidas de mitigação nos Alpes austríacos (Jakob e Hungr, 2005).



Vista a partir da parte superior (montante).



Vista de jusante.

Fig. 3 – Vistas aéreas das áreas de deslizamentos e de depósito de Siano e Quindici (Jakob e Hungr, 2005).

Em Portugal estes fenómenos têm maior preponderância nas ilhas insulares da Madeira e dos Açores, onde surgem com grande recorrência e intensidade (Quadro 2). Na ilha da Madeira estes eventos são correntemente designados por “aluvião”, de que muito recentemente nos lembramos da “aluvião de 20 de Fevereiro de 2010” que atingiu com particular intensidade alguns concelhos da vertente Sul da ilha. Neste evento perderam a vida 45 pessoas e seis foram dadas como desaparecidas, bem como foram registados elevados danos materiais e a destruição de infra-estruturas. Em 22 de Dezembro de 2009 e em 2 de Fevereiro de 2010 tinham já ocorrido fenómenos semelhantes, respectivamente nos concelhos de S. Vicente e de Santana, embora com menores consequências.

Quadro 2 – Síntese histórica das principais aluviões da ilha da Madeira (IST *et al.*, 2010c).

Data	Zona	Vítimas e danos
9 de Outubro de 1803	Funchal	800 - 1000 Vítimas
6 de Março de 1929	S. Vicente	40 Vítimas, 11 casas e 100 palheiros destruídos
30 de Dezembro de 1939	Madalena do Mar (principais danos)	4 Vítimas
21 de Setembro de 1972	Santo António	2 Vítimas
20 de Dezembro de 1977	Estreito de Câmara de Lobos	4 Vítimas e 45 desalojados
23 e 24 de Janeiro de 1979	Machico, Porto da Cruz, Camacha, Canhas, Calheta e Fajã do Penedo	14 Vítimas
29 de Outubro de 1993	Por toda a ilha da Madeira	4 Vítimas, 4 desaparecidas, 306 desalojados, 76 habitações afectadas e 27 feridos
5 e 6 de Março de 2001	Curral das Freiras e S. Vicente	4 Vítimas (turistas alemães) e 120 pessoas desalojadas
22 Dezembro de 2009	Madalena do Mar e S. Vicente	Destruição de vias de comunicação e habitações

3 – BACIAS HIDROGRÁFICAS DE REGIME TORRENCIAL

As bacias hidrográficas de regime torrencial identificam-se pela variação temporal dos escoamentos, marcada por aparições bruscas de grandes cheias, todas elas com enorme violência e arraste de materiais.

Estas bacias, em que ocorrem as designadas cheias repentinas (“flash floods”), tornam-se muito relevantes em ambiente urbano, pelo grande risco que induzem. Estas cheias estão associadas a fenómenos meteorológicos de origem convectiva e distinguem-se das demais cheias naturais, pelo curto intervalo de tempo que separa o fenómeno pluviométrico da cheia por ele originada: intervalos até 6 horas segundo alguns autores.

Estas cheias têm na generalidade as seguintes características:

- ocorrem em pequenas bacias hidrográficas com uma forma em planta (bacias semicirculares em “anfiteatro”) que diminui o tempo de concentração;
- são provocadas por fortes precipitações de curta duração;

- as linhas de água onde ocorrem têm fortes declives longitudinais do leito e, em consequência, os escoamentos gerados apresentam grandes velocidades, forte poder erosivo
- e capacidade de transporte elevada;
- devido à erosão que provocam, com o conseqüente aprofundamento do leito e margens, estas cheias podem provocar movimentos de vertente induzidos.

Pela sua rapidez, estas cheias dificultam a implementação de sistemas capazes de, atempada e eficazmente, alertarem para as ocorrências, tornando menos eficazes os planos de emergência. Por outro lado, devido à natureza repentina destas cheias e à violência característica do escoamentos que provocam, as medidas para minimização do risco, sobretudo as estruturais, tem uma eficácia limitada, podendo mesmo criar uma ilusão de segurança que não contribui para um correcto ordenamento dos vales. Por tal facto estas medidas têm de ser sempre acompanhadas por medidas não estruturais que envolvem a adaptação da postura humana para “acomodar” os riscos de cheia.

4 – PRODUÇÃO E TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

4.1 – Generalidades

A torrente enquanto poderoso agente de erosão resulta do encadeamento e sucessão temporal de mecanismos de instabilidade ou movimento de vertentes e de erosão, de transporte e de deposição de sedimentos, em que a água é o principal agente.

A bibliografia aborda por vezes a torrente e o movimento de vertente da mesma forma, sem que a identificação do mecanismo que caracteriza o movimento seja apresentada. Este aspecto faz toda a diferença na abordagem do processo para a sua caracterização e avaliação. Em termos práticos para aplicação em análises de risco é importante ter uma classificação dos tipos de movimento, baseada nas características do material constituinte, da massa mobilizada e na cinemática envolvida.

4.2 – O caso dos fluxos mistos de detritos (“debris flows”)

São várias as definições de movimentos de vertente, em resultado da enorme quantidade de combinações entre tipos de materiais e agentes deflagradores. Resulta deste facto que existem terminologias que por vezes se confundem para tipificar movimentos de vertente com características algo distintas. Em geral, na base das classificações estão critérios principais e secundários de caracterização relacionados com a litologia, tipo de mecanismo, cinemática, morfologia e extensão do movimento. Segundo Zêzere (2005), a tipologia de movimentos de vertente hoje aceite como mais correcta é a proposta por Diukau et al.(1996), que se baseia nas classificações de Varnes (1978) e WP/WLI (1993).

No sentido de sistematizar a classificação geral da tipologia dos processos geodinâmicos, Zêzere (2005) elaborou o Quadro 3 distinguindo-os pela abrangência das cinemáticas de cada processo.

Concentremo-nos, pois, no movimento de vertente do tipo escoada ou fluxo, que constitui o foco deste artigo, mais concretamente o fluxo misto de detritos, designado pela terminologia anglo-saxônica de “debris flow”.

De forma simplificada e abrangente, o fluxo de detritos é caracterizado por uma forma de movimento rápido de massas, em que uma combinação de solo de fraca consistência ou de baixa compacidade, rocha, ar e água se movimentam como um fluxo ao longo da vertente. Por definição,

Quadro 3 – Abrangência dos termos Movimento de Vertente, Movimento de Terreno e Movimento de Massa (Zêzere, 2005).

Termo	Abrangência
Movimento de vertente (Landslide)	Desabamento ou queda (fall) Balançamento ou tombamento (topple) Deslizamento (sliding) Expansão lateral (lateral spread) Escoada ou fluxo (flow)
Movimento de terreno	Movimento de vertente Subsidência (abatimento, assentamento) Expansão-retração em solos argilosos
Movimento de massa	Movimento de terreno Reptação (creeping) Solifluxão e associados ao gelo e à neve

inclui menos de 50% de finos e é normalmente causado por uma intensa e concentrada precipitação ou por derretimento rápido de neve. Este tipo de fluxo ocorre em geral em vertentes íngremes e é facilmente identificado pela sua morfologia na zona de deposição em forma de leque (“Fan”). Os incêndios, pela eliminação do coberto vegetal, constituem um dos factores externos que mais contribuem para a intensificação da susceptibilidade das vertentes a estes fenómenos.

No caso particular dos fluxos mistos de detritos, são várias as definições utilizadas por vários autores para os caracterizar. Isto deve-se por um lado, ao ponto de vista usado para o definir (mecânico, físico, ...) e à complexidade do movimento e por outro, ao facto de estes fluxos dependerem das múltiplas condições que determinam a resistência do terreno à erosão/instabilidade e aos muitos factores potenciadores do movimento.

Do mero ponto de vista físico e de uma forma utilizada por muitos autores, o fluxo de detritos identifica-se como sendo um escoamento misto em que a camada de transporte integra, em toda a sua profundidade, uma componente ou fase sólida constituída por elementos de grande dimensão, que podem ser da ordem de 80%, num estado saturado.

Estes movimentos distinguem-se dos demais pelas características especiais que os identificam com uma capacidade destrutiva elevada, com a mobilização de grandes e concentradas massas de solo, rocha e outros detritos associada às instabilidades de vertentes e a erosões, com o transporte dos detritos a grandes distâncias e com velocidades médias a elevadas em períodos curtos de tempo (Figura 4).



Fig. 4 – Imagens de “debris-flow”: fluxo canalizado e área de deposição - “Aluvião”
Ilha da Madeira (2010.02.20).

Enquanto escoamento, é a parte sólida que induz uma grande complexidade e perigosidade ao movimento e que o faz diferenciar, de modo muito significativo, de outras cheias.

Nestes fluxos a distribuição granulométrica é muito complexa, devido à grande diversidade de materiais envolvidos (água, blocos de rocha, troncos de árvores e detritos de uma forma geral) e cuja diversidade e quantidade de materiais dependem das fontes de detritos envolvidas. Além disso, caracterizam-se por apresentarem características reológicas fortemente ligadas aos seus componentes sólidos e ao seu teor de humidade.

De acordo com o predomínio das fracções granulométricas na matriz da massa mobilizada, assim existirão diferenças no comportamento reológico do fluxo de detritos: o predomínio de solos finos (argila e silte) e água origina um comportamento visco-elástico, enquanto o predomínio de areia e água origina um comportamento colisional-friccional.

Segundo Takahashi (2007), o mecanismo do fluxo de detritos permite que os sólidos sejam carregados devido à suspensão das partículas causada pela colisão entre as mesmas, caracterizando a mistura como densa. Enquanto os deslizamentos são dominados pelas forças entre as partículas sólidas, que seguem um comportamento por atrito adequado às condições concebidas pela equação de Coulomb, e os escoamentos líquidos regidos pelas forças hidráulicas, que seguem a lei de viscosidade de Newton, nos fluxos de detritos as duas componentes - forças dos sólidos e forças hidráulicas - actuam em conjunto.

A Figura 5 ilustra o perfil longitudinal típico de uma onda de fluxo de detritos, constituída por uma parte frontal mais saliente (“cabeça”) onde se aloja a maior percentagem dos elementos grosseiros, uma parte central constituída por material fino e detritos, e uma parte final (“cauda”), com maior percentagem de água do que de sedimentos, similar a um fluxo de lama de profundidade relativamente constante e com escoamento turbulento (Pierson, 1986, citado em Jakob e Hungr, 2005). Cada uma dessas ondas insere-se numa sucessão de ondas intermitentes ao longo do movimento translacional do fluxo.

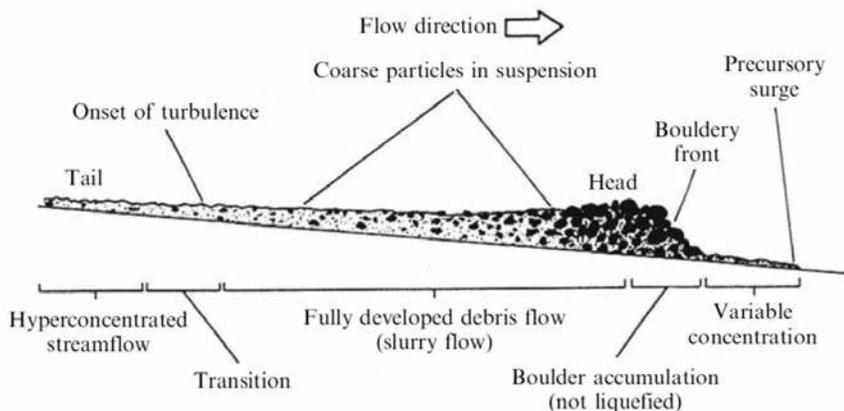


Fig. 5 – Diagrama de fluxo de detritos com frente granular (Pierson, 1986, citado em Jakob e Hungr, 2005).

Segundo Takahashi (2007), a parte frontal do fluxo apresenta uma velocidade constante durante o movimento, enquanto a parcela do fluxo referente à cauda apresenta um perfil decrescente de velocidade ao longo da seção transversal, sendo a maior velocidade junto à superfície e a menor junto ao leito do canal. Devido a este perfil de velocidade, as partículas que se encontram na superfície do fluxo tendem gradualmente a encaminhar-se para a parte frontal do movimento, depositando-se aí. Dependendo das características do fluxo de detritos, essas partículas são capazes de formar uma barreira e impedir a continuidade do movimento, ou então, essa barreira é galgada e o fluxo continua.

A fim de se caracterizar melhor o comportamento de um fluxo de detritos ao longo de toda sua duração, são identificadas três partes do evento, diferenciadas, sobretudo, pela topografia e pelas forças actuantes (Takahashi, 2007) (Figura 6):

- i) A bacia de recepção ou zona de iniciação onde se principia o movimento, geralmente localizado na parte alta das vertentes e onde cai grande parte da água das chuvas, ou nas partes laterais do canal de escoamento. A iniciação nestes processos requer a presença de água em quantidade suficiente para saturar o material e corresponde à transformação da energia potencial em energia cinética, capaz de mudar o tipo de movimento de deslocamento para fluxo. Os principais parâmetros a conhecer são: o índice pluviométrico da região e área da bacia; a inclinação da encosta e do canal; a geometria da encosta; o uso e ocupação/vegetação; os aspectos geológicos.

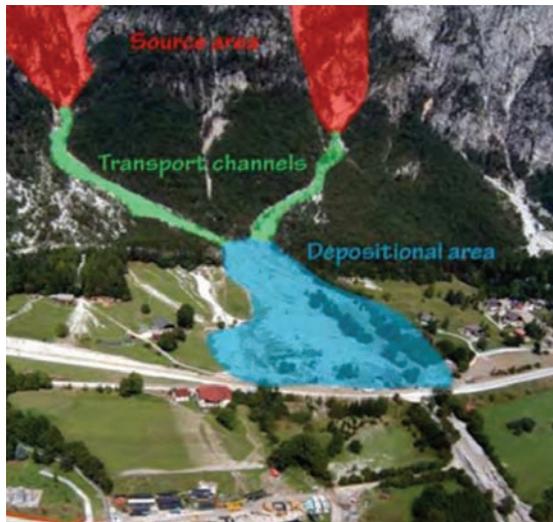


Fig. 6 – Identificação das partes principais de um fluxo de detritos: 1) Área de iniciação (vermelho); canal de transporte (verde); área de deposição (azul) (Calligaris e Zini, 2012).

- ii) O canal de escoamento ou de transporte, onde se desenvolve o movimento de fluxo, associado a processos de erosão e de carreamento de material recepcionado. Em geral, esta zona corresponde a locais com inclinação maior do que 15° (Hungar, 1995).
- iii) A área de deposição onde os detritos se depositam por anulação da energia cinética resultante da redução da declividade do terreno e da perda de confinamento. Existem dois tipos de deposição: deposição livre ou aberta e deposição canalizada. No primeiro caso, a formação do leque de deposição dá-se de acordo com a topografia, isto é, o fluxo forma o seu próprio caminho pela(s) encosta(s) antes de depositar o material nas zonas mais baixas. No segundo, o depósito tende a adoptar a forma do canal existente e, em geral, apresenta um elevado teor de sólidos, podendo chegar a uma concentração de sólidos de 80% e têm uma consistência equivalente de betão fresco. Daí, poderem transportar pedregulhos com alguns metros de diâmetro.

Tal como atrás referido, os fluxos de detritos podem ser classificados segundo vários critérios. O mais generalizado, corresponde à classificação de Jacob *et al.* (2005), que categoriza o evento em função da magnitude do movimento do fluxo, relacionando-a com o volume, com o caudal de pico, com a área afectada e ainda com as possíveis consequências (Quadro 4).

Quadro 4 – Classificação de magnitudes de fluxos de detritos segundo Jakob e Hungr (2005).

Classe	V Volume (m ³)	Q_b Caudal de pico (m ³ /s)	B_b Área afectada (m ²)	Consequências possíveis
1	$< 10^2$	< 5	$< 4 \times 10^2$	Danos muito localizados; possíveis mortes de trabalhadores florestais em pequenas linhas de água; danos em construções menores.
2	$10^2 - 10^3$	5-30	$4 \times 10^2 - 2 \times 10^3$	Soterramento de carros; destruição de pequenas construções de madeira; arranque de árvores; obstrução de passagens hidráulicas; descarrilamento de comboios.
3	$10^3 - 10^4$	30-200	$2 \times 10^3 - 9 \times 10^3$	Possível destruição de grandes edifícios; danos em pilares de pontes de betão; obstrução ou dano de auto-estradas e condutas.
4	$10^4 - 10^5$	200-1.500	$9 \times 10^3 - 4 \times 10^4$	Possível destruição de partes de aldeias, destruição de tramos de infra-estruturas, pontes, obstrução de riachos.
5	$10^5 - 10^6$	1.500-12.000	$4 \times 10^4 - 2 \times 10^5$	Possível destruição de partes de cidades e de florestas com 2km ² de área e obstrução de riachos e pequenos rios.
6	$10^5 - 10^6$	N/A	$> 2 \times 10^5$	Possível destruição de cidades; afectação de vales até várias dezenas de km ² de área, barramento de rios.
7	$10^6 - 10^7$	N/A	N/A	Possível destruição de grandes cidades; afectação de vales até várias dezenas de km ² de área; barramento de grandes rios.
8	$10^7 - 10^8$	N/A	N/A	Possível destruição de grandes cidades; inundação de grandes vales até uma centena de km ² de área; barramento de grandes rios.
9	$10^8 - 10^9$	N/A	N/A	Vasta e completa destruição de centenas de km ² de área.
10	$> 10^9$	N/A	N/A	Vasta e completa destruição de centenas de km ² de área.

Legenda: N/A – Fluxos de detritos granulares não observados para esta magnitude

5 – FACTORES POTENCIADORES E PARÂMETROS BÁSICOS CARACTERIZADORES DAS TORRENTES DE DETRITOS

5.1 – Factores Potenciadores

As torrentes desencadeiam-se e evoluem a partir de factores desencadeantes e condicionantes, de origem natural ou antrópica. É da combinação destes dois factores que resulta o movimento e que se estabelecem as características de uma torrente, nomeadamente a sua magnitude e probabilidade de ocorrência.

De entre os primeiros inclui-se o factor hidroclimático, considerando-se a precipitação como o “factor de ignição”. O efeito resulta na subida das pressões neutras que se desenvolvem ao longo de superfícies potenciais de ruptura, por vezes com subida do nível de água subterrânea e consequentemente com a perda de resistência. Em camadas superficiais peliculares, a saturação dos materiais, perante episódios de chuva intensa, é rapidamente atingida e deste modo, o desencadear

do movimento de vertente e da corrida de massa tornam-se céleres. Nos casos dos fluxos que envolvem deslizamentos profundos de massas, a celeridade está muito ligada ao estado de saturação do terreno. Em qualquer caso, a importância das precipitações antecedentes ao dia da ocorrência é comum às duas tipologias de movimento.

Starkel (1979), citado em Jakob e Hungr (2005), considera que a chuva crítica ou seja, aquela que provoca o início e a corrida de uma massa de vertente, é a combinação intensidade – duração, a que se liga a litologia do material, e que por isso, nem sempre se faz sentir do mesmo modo no desencadear dos movimentos de vertente (Figura 7).

Existem na literatura diversos métodos e conceitos para relacionar factores climáticos com ocorrências de movimentos de vertente. A Figura 8 compara algumas dessas correlações, com base em dados mundiais, através de curvas de limiares de intensidade pluviométrica associada à ocorrência de fluxos de detritos em função da duração da precipitação. Estas correlações podem tornar-se muito importantes para a previsão e gestão de risco, mas elas não se substituem a estudos de maior detalhe em cada uma das zonas ou regiões.

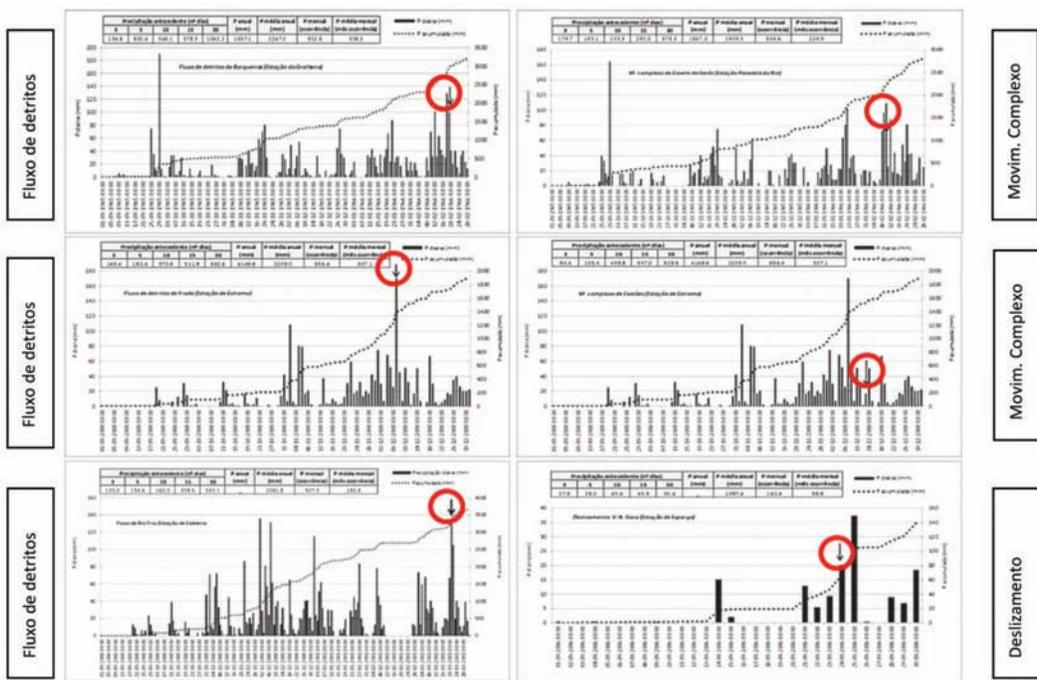


Fig. 7 – Valores de precipitação diária e precipitação acumulada associados a movimentos de vertentes de tipologia distinta (Soares e Bateira, 2013).

Tal como indicado em vários estudos (Zêzere, 2005; Soares e Bateira, 2013), a influência da pluviosidade sobre os movimentos de vertente não é linear, considerando-se que episódios de precipitação com características distintas ao nível da quantidade, intensidade e duração condicionam a tipologia dos movimentos, sendo, por isso, necessário separar a intensidade de precipitação do mecanismo de vertente dados os diferentes mecanismos físicos a que se liga cada uma das instabilidades com os limiares de intensidade de precipitação antecedente crítica e intensidade de precipitação.

Para além destes factores, outros são tipicamente desencadeantes, designadamente, os processos erosivos do leito e margens causados por precipitações concentradas e intensas, o colapso

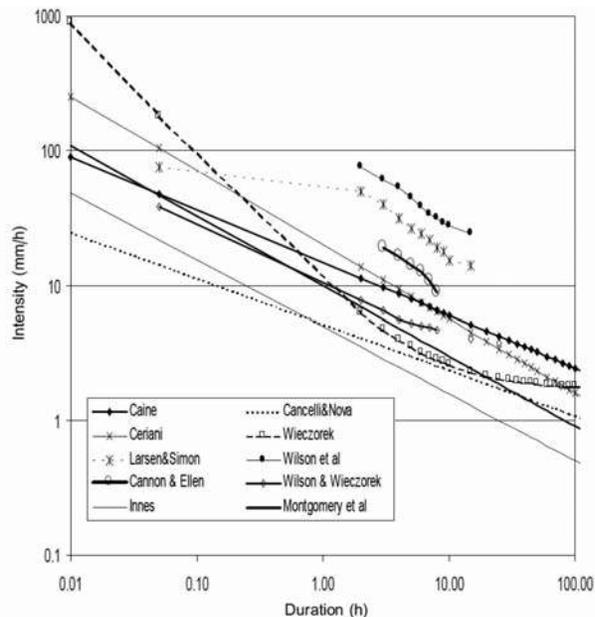


Fig. 8 – Limiares globais de intensidade de precipitação vs. duração na ocorrência de fluxos de detritos (Jakob e Hungr, 2005).

de barragens de retenção de sólidos nas mesmas circunstâncias de precipitação intensa, e ainda o impacto de uma massa sobre uma outra constituída por materiais saturados e menos resistentes na base, gerando aí tensões neutras elevadas (Figura 9).

Dos factores condicionantes do movimento, ou seja, aqueles que criam condições para que o movimento ocorra, para além da natureza geológica e geomorfológica, destacam-se as condições climáticas extremas, as situações de pré-deslizamento de massas com a instalação das resistências residuais, o coberto vegetal, a drenagem e os factores de ordem antrópica.

Destes, a litologia assume um papel importante, pois o tipo de mecanismo de movimento de vertente varia de acordo com o tipo. A ocorrência de formações superficiais, tais como depósitos de vertente, depósitos coluvionares, solos residuais, todos eles em geral com características de baixa resistência, torna o movimento mais susceptível, pois, ao facilitar condições de infiltração, circulação e armazenamento da água no solo, promove a sua perda de resistência. No caso de formações pouco permeáveis ocorrerem à superfície, com baixa capacidade de infiltração e com a possibilidade de acumulação de água a montante das mesmas, criando peso e pressão, esse aumento do peso e da pressão neutra no interior das formações, promove, igualmente, a sua perda de resistência, desencadeando a ruptura.

Do mesmo modo, a tectónica é responsável pelas redes de fracturação dos maciços rochosos, as quais facilitam a infiltração da água no seu interior.

Os factores de ordem geomorfológica incluem a geometria das vertentes, designadamente a forma e a extensão e sobretudo o declive, que se assume como basilar para a ocorrência de fluxos, e ainda, o encaixe e a morfologia dos vales.

O coberto vegetal é outro factor de grande importância, que pode ser analisado em duas perspectivas: a positiva e a menos positiva. A contribuição positiva relaciona-se com o aumento da resistência à escorrência e por conseguinte, à erosão e ainda, com o reforço do terreno superficial pela acção das suas raízes; a contribuição menos positiva, deve-se ao facto de em ambiente físico

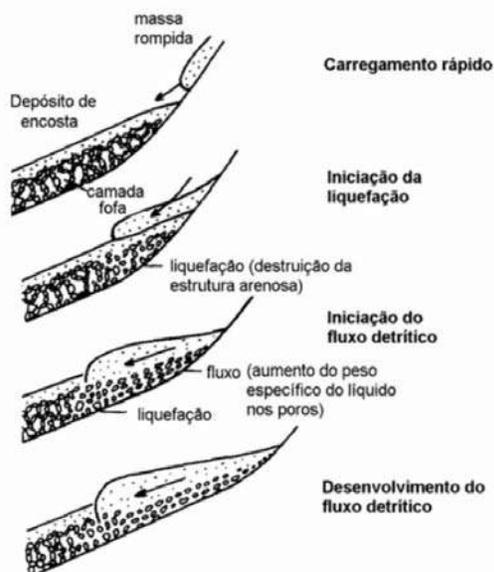


Fig. 9 – Mecanismo de iniciação de “debris-flow” por impacto (Sassa, 1985 em Avelar *et al.*, 2006).

rochoso as raízes penetrarem nas fracturas dos maciços e desencadearem quedas de blocos, proporcionando ainda a acumulação de água nessas discontinuidades.

Os encaixes da rede de drenagem são um outro factor, pelo seu carácter convergente, ao promover a confluência do escoamento para um mesmo ponto, saturando o terreno. As áreas com encaixes vigorosos da rede de drenagem, apresentam uma elevada probabilidade de ocorrência de movimentos de vertente. Também em vales estreitos, a torrencialidade das águas é forte, o que leva à sua instabilização por perda de sustentação na base.

Os factores de ordem antrópica que podem desencadear movimentos de vertente e de criar condições para que corridas de massas possam ocorrer, são inúmeras. A acção destruidora do Homem tem um papel cada vez mais importante no desencadear destes fenómenos, pelo aumento da sua intensidade e frequência. As acções antrópicas mais comuns e incompreensíveis são a ocupação de leitos de inundação ou a ocupação de áreas litorais por construções, por vezes, sem regulamentação nem qualquer rigor.

5.2 – Parâmetros básicos dos fluxos de detritos

5.2.1 – Métodos de previsão

As análises de risco e a definição das medidas mitigadoras e de protecção contra a perigosidade dos fluxos de detritos, pressupõe o conhecimento dos parâmetros básicos que caracterizam o fenómeno e o mecanismo do seu desenvolvimento.

A perigosidade de um fluxo de detritos traduz-se pela combinação da probabilidade de ocorrência com a magnitude do evento, em que os parâmetros básicos para caracterizarem essa intensidade são: o volume total do fluxo, a velocidade do fluxo, o caudal máximo de pico, a distância total percorrida e a área de deposição (Rickenmann, 1999, citado em Jakob e Hungr, 2005).

Para a previsão dos movimentos de massa e a avaliação de cada um destes parâmetros, existem na bibliografia correlações empíricas, modelos analíticos e numéricos.

Os métodos empíricos são os de maior facilidade de utilização e talvez por isso, os mais divulgados. Pelo empirismo subjacente a estes métodos, estabelecido a partir de observações, eles apresentam limitações.

Os métodos analíticos e numéricos de resolução mais complexa, envolvendo análises probabilísticas e recorrendo a modelos de resolução por diferenças finitas ou numéricos, são tidos como os de maior confiança quando suportados por uma fidedigna base de dados. Os modelos analíticos apoiam-se nas leis da física e da dinâmica dos sólidos e fluidos, utilizando para isso a analogia do bloco deslizante por equilíbrio limite, enquanto os numéricos se baseiam na teoria da dinâmica dos meios contínuos.

De entre estes, são vários os programas actualmente disponíveis no mercado para análises de risco relacionadas com os movimentos de massa, incluindo os movimentos de vertente. Destes e ligados aos fluxos de detritos, destacam-se: Dan-W (Dynamic ANalysis of Landslides, de O. Hungr Geotechnical Research Inc.), desenvolvido por Hungr (1995), RAMMS 3D (RAPid Mass Movement Simulation de WSL Institute for Snow and Avalanche Research SLF, 2010), ERN-Landslides e ERN-Flood (de Capra- Probabilistic Risk Assessment Initiative).

Apesar das limitações dos métodos empíricos na previsão e na análise da propagação destes movimentos, pela sua complexidade e variabilidade, eles têm sido, apesar de tudo, uma ferramenta de grande utilidade, inclusive na validação dos modelos analíticos e numéricos.

Pela maior facilidade de utilização dos métodos empíricos, descrevem-se apenas e a seguir as correlações actualmente mais divulgadas na avaliação dos parâmetros básicos e que servem para as análises de risco dos fluxos de detritos.

5.2.2 – Correlações empíricas

O erro associado ao uso generalizado destas correlações é grande e por isso, a sua utilização apenas deve ser feita de forma muito criteriosa, distinguindo-se, em primeiro lugar, a importância de cada um daqueles parâmetros na avaliação da situação ou do dimensionamento em análise.

Segundo Rickenmann (1999), citado em Jakob e Hungr (2005), o volume potencial de massa mobilizada (V) constitui um dos parâmetros mais importantes nas análises de risco e no dimensionamento das estruturas. Por definição, o volume de um fluxo corresponde ao material transportado até à área de depósito numa única onda (Vt) e neste processo de movimento, há vários modos de fluxo ou vagas e fases ou parcelas de mobilização-deposição, designadamente: o material deslocado a partir dos movimentos de vertente (Vi); o material erodido do canal ou da vertente (Ve); e o material depositado (Vd). Este último não é normalmente considerado para o cálculo do volume total do fluxo:

$$V_t = \sum V_i + \sum V_e - \sum V_d \quad (1)$$

Do ponto de vista do potencial destrutivo, o volume de uma corrida relaciona-se com diversos factores e pode ser estimado, de forma empírica, através de correlações com outros parâmetros observados, designadamente o caudal de pico, o coeficiente de atrito equivalente (H/L) e de que as seguintes expressões de Rickenmann (1999), citado em Jakob e Hungr (2005) são exemplo (Figura 10):

$$V = \left(\frac{L}{1,19H^{0,83}} \right)^{1/0,16} \quad (2)$$

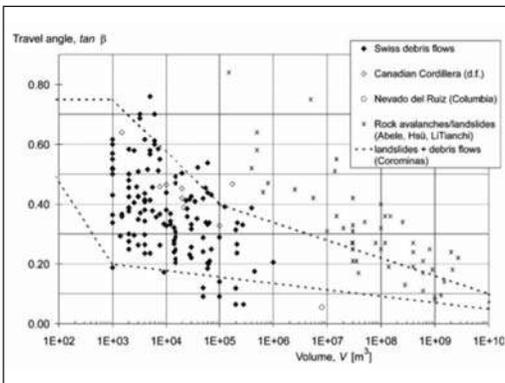
$$V = \left(\frac{Qp}{0,1} \right)^{1/0,83} \quad (3)$$

em que, V representa o volume de fluxo de detritos (m³), L a distância total percorrida (m) e H o desnível entre a cota de saída do movimento e a cota final da deposição (m). A primeira destas

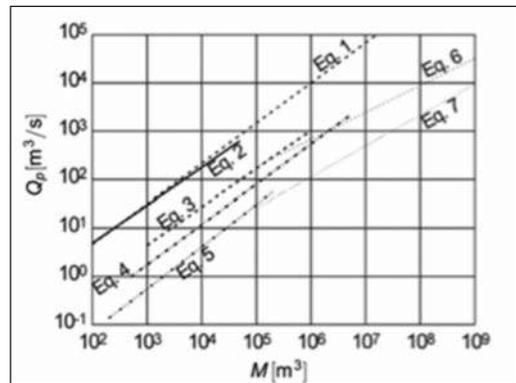
expressões (2) foi estabelecida com base em observações de fluxos feitas nos Alpes suíços, enquanto a segunda (3) não define exactamente um local.

As recomendações para a estimativa deste parâmetro vão no sentido de utilizar duas ou mais correlações em paralelo. Sendo possível, recomenda-se de preferência a utilização de mapas ou cartas de épocas distintas e fazer avaliações através de técnicas de fotogrametria.

Relativamente à velocidade (v), esta revela-se um dos parâmetros de maior dificuldade para a sua avaliação, devido à variabilidade do movimento em cada secção em função das características dos fluxos e da geomorfologia. Nesse sentido, a avaliação é feita, por vezes, através de expressões estabelecidas a partir de correlações de parâmetros deduzidas em laboratório, utilizando misturas hiperconcentradas para a modelação dos escoamentos mistos (Rickenmann, 1999, citado em Jakob e Hungr 2005).



a) Declive do movimento ($\tan \beta$) vs. volume de fluxo de detritos (V).



b) Resumo de correlações caudal de pico (Q_p) vs. volume (M).

Fig. 10 – Correlações volume de fluxo de detritos vs. $\tan \beta$, Q_p (Jakob e Hungr, 2005).

De entre as muitas expressões para correlacionar empiricamente a velocidade de um fluxo com outros parâmetros, o Quadro 5 reproduz algumas das mais divulgadas.

Quadro 5 – Correlações para estimativa da velocidade do fluxo de detritos (Jakob e Hungr, 2005).

Equação	Autor
$v = (gr_c \cos \Theta \tan \alpha)^{0.5}$	Chow (1959)
$v = (2g\Delta h)^{0.5}$	Chow (1959)
$v = (1.21g\Delta h)$	Wigmosta (1983)
$v = (\gamma S / K\mu) H^2$	Hungr et al. (1984)
$v = 2.1 Q^{0.33} S^{0.33}$	Rickenmann (1999)
$v = (\gamma S / K\mu_b) H^2 F$	Jordan (1994)

v é a velocidade de fluxo dos detritos, r é o raio de curvatura do canal, α é o gradiente do canal, Θ é o gradiente da sobrelevação, Δh é a altura de subida, g é a constante de aceleração de massa, μ é a viscosidade dinâmica do fluxo de detritos, μ_b é a viscosidade de Bingham, S é a inclinação do canal, γ é o peso volumico, H é a espessura do fluxo e K é um factor de forma para várias formas de canal.

Motta (2014), em Nunes e Sayão (2014), apresenta ainda uma relação com o volume de fluxos para uma estimativa dos limites superior e inferior da velocidade máxima:

$$0,15 V^{-0.25} < v_{m\acute{a}x} < 120,99 V^{-0.20} \quad (4)$$

Mas o mais corrente é o cálculo da velocidade a partir da formulação dos escoamentos de caudais líquidos, considerando uma sobrelevação resultante do impacto em estruturas em que é assumido que a energia cinética da frente em movimento se converte em energia potencial (Jakob e Hungr, 2005), ou ainda, considerando o aumento do caudal devido à incorporação de material sólido (“sediment bulking”) em função da concentração volumétrica dos detritos.

Quanto ao caudal máximo de pico de um fluxo de detritos ($Q_{m\acute{a}x}$), ele define-se como sendo o produto da área máxima da secção transversal do fluxo ($A_{m\acute{a}x}$) pela velocidade na fracção de tempo t (v_t) em que o fluxo percorre a secção:

$$Q_{m\acute{a}x} = A_{m\acute{a}x} v_t \quad (5)$$

É conhecida a dificuldade que existe em grande parte das regiões, em dispor-se de medições destes fluxos. Este facto impede a determinação dos valores dos caudais de referência para o dimensionamento, apoiado em termos da recorrência do evento ou do risco associado.

Por esta razão, e para além das medições que é possível fazer a partir de instrumentação, o caudal máximo de pico é correntemente estimado por métodos indirectos, designadamente por métodos empíricos e métodos numéricos.

Através dos métodos empíricos, os caudais de fluxos de detritos podem relacionar-se com o volume, como já analisado acima, e com as características da bacia hidrográfica. A primeira destas relações conhecida é de Mizuyama *et al.* (1992), citado em Jakob e Hungr (2005), e foi seguida por outros autores (Jakob e Bovis, 1996; Rickenmann, 1999, citado em Jakob e Hungr, 2005) (Quadro 6; Figura 10b).

O uso de relações de outro tipo, em que Takahashi (1978, 1991, citado em Jakob e Hungr, 2005) foi pioneiro, tais como:

$$Q = \frac{C^*}{(C^* - C)Q_w} \quad (6)$$

em que, C^* é a concentração máxima do fluxo, C a concentração média e Q_w – caudal líquido máximo de pico, tem vindo a ser feito, e.g. em Taiwan (Jan *et al.*, 2003, citado em Jakob e Hungr, 2005). Porém, é importante observar que o caudal máximo de pico de um fluxo é fortemente dependente do mecanismo de início do movimento, da quantidade de detritos mobilizados e, por sua vez, depositados na sua trajectória, e ainda da morfologia do canal. Nenhuma destas variáveis está incluída na expressão anterior e por isso, o seu uso pode parecer irrealista, mesmo que a concentração do fluxo seja conhecida. Esta é uma das razões pela qual o caudal de pico é mais frequentemente correlacionado com o volume, onde aqueles aspectos estão inseridos.

A distância total percorrida (L) é representada pela projecção horizontal da trajectória do fluxo, desde a origem do movimento e o ponto máximo do material depositado.

Também para este parâmetro, são várias as propostas existentes na bibliografia, grande parte das vezes estabelecidas para zonas específicas, onde a observação tem sido mais frequente. A Figura 10a traduz várias dessas observações e estabelece relações e a Figura 11 traduz diagramas de dispersão.

No que respeita à área de deposição, é corrente admitir que a deposição dos detritos de fluxos começa para inclinações da trajectória com ângulos da ordem ou inferiores a 10° . No entanto, para

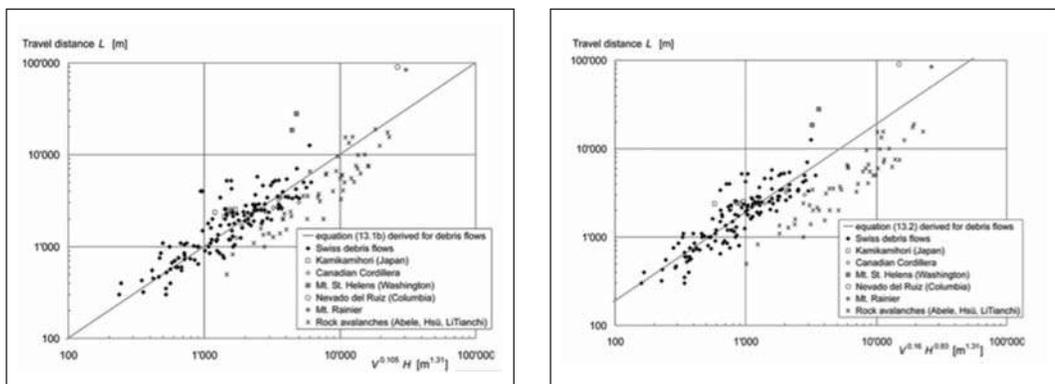
Quadro 6 – Correlações para estimativa do caudal máximo de pico de um fluxo de detritos (Jakob e Hungr, 2005).

Equação	Autor
$Q_p = 0.135V^{0.78}$ (fluxos de detritos com blocos)	Mizuyama <i>et al.</i> (1992)
$Q_p = 0.019V^{0.79}$ (fluxos de detritos lamacentos)	Mizuyama <i>et al.</i> (1992)
$Q_p = 0.006V^{0.83}$ (fluxos de detritos vulcânicos)	Jitousono <i>et al.</i> (1996)
$Q_p = 0.04V^{0.90}$ (fluxos de detritos com blocos)	Bovis e Jakob (1999)
$Q_p = 0.003V^{1.01}$ (fluxos de detritos vulcânicos)	Bovis e Jakob (1999)
$Q_p = 0.293V^{0.56}$	Costa (1988)
$Q_p = 0.016V_w^{0.64}$	Costa (1988)
$Q_p = 0.1V^{0.83}$	Rickenmann (1999)

V é o volume do fluxo dos detritos, V_w é o volume de água no tardoz da barragem natural.

fluxos de pequeno volume e trajetórias não confinadas, o ângulo do declive de deposição crítica pode ser mais alto, podendo dar-se apenas para ângulos da ordem de 27° (Rickenmann e Zimmermann, 1993, citado em Jakob e Hungr, 2005) ou mesmo 35° (Fannin e Wise, 2001, citado em Jakob e Hungr, 2005). Mas, a inclinação crítica também depende das características do fluxo de detritos (Scott *et al.*, 1992; Jordan, 1994, citado em Jakob e Hungr, 2005).

A partir de considerações geométricas, concluiu-se que o comprimento da área de deposição (L_f) depende, em certa medida, do volume da massa movimentada. Isto é parcialmente suportado por dados sobre os fluxos de detritos e avalanches de pedra cobrindo várias ordens de magnitude (Rickenmann, 1999). No entanto, para qualquer relação empírica testada, a dispersão é muito grande entre os valores previstos e observados em locais diferentes.



$L=1,03V^{0.16}H$ (Corominas, 1996); $r^2=0,76$

$L=1,9V^{0.16}H^{0.83}$ (Rickenmann, 1999); $r^2=0,75$

Fig. 11 – Diagramas de dispersão L [m] vs. VH [$m^{1.31}$] (Jakob e Hungr, 2005).

Iverson *et al.* (1998), citado em Jakob e Hungr (2005), estabeleceram correlações empíricas entre as áreas da secção transversal e planimétrica dos depósitos de fluxos de detritos de vulcões (“lahars”) em função do volume mobilizado. Comparando aquelas correlações com observações de fluxos não vulcânicos, chegou-se à conclusão do desvio sistemático das tendências definidas pelas

novas observações, explicadas pelo facto de os fluxos de detritos granulares serem, em geral, menos fluidos e assim, formarem depósitos mais espessos do que a maioria dos “lahars”. Uma conclusão semelhante é feita por Crosta *et al.* (2003), citado em Jakob e Hungr (2005), que estabeleceram a seguinte relação, baseada em 116 fluxos de detritos granulares nos Alpes para volumes V (m^3) entre $10m^3$ e $100.000m^3$:

$$B = 6,2 V^{2/3} \quad (7)$$

em que B (m^2) é a área de depósito medida em planimetria, com um coeficiente de correlação $r^2=0,97$.

6 – MEDIDAS DE PROTECÇÃO CONTRA AS TORRENTES

6.1 – Prevenção do risco

Como quadro conceptual de avaliação do risco, o modelo básico compreende a integração de três grupos de factores, a saber (IST *et al.*, 2010b):

- P - Perigosidade do evento ou do processo em consideração, o qual é caracterizado pela probabilidade ou frequência de ocorrência de cenários com determinadas características ou intensidades;
- E - Exposição de bens ou valores ao impacto do processo perigoso em consideração e que se encontram em zonas de propagação desse processo;
- V - Vulnerabilidade dos bens expostos que caracteriza a susceptibilidade dos mesmos ao impacto do processo ou o grau de dano ou de perda semelhante.

A gestão do risco tem por finalidade executar actividades coordenadas de forma a controlar ou diminuir (mitigar) o risco existente e a torná-lo tolerável. Estas actividades materializam-se em medidas de mitigação que actuam de forma indirecta ou directa nos grupos de factores referidos.

6.2 – Medidas mitigadoras do risco

6.2.1 – Considerações gerais

Atendendo a que não é possível eliminar completamente o risco de um perigo, a gestão do risco exige, no mínimo e por definição, a promoção de um conjunto de medidas mitigadoras subordinadas a princípios integradores e orientadores, tendo em conta as características intrínsecas do perigo.

Neste caso das torrentes, as características do processo físico do movimento de massa, os condicionamentos físicos e sociais da bacia hidrográfica e a organização de acções adequadas de gestão integrada do risco são os principais factores a ter em conta. Neste contexto, as medidas mitigadoras do risco subordinam-se ao princípio estratégico fundamental, que consiste em diminuir a perigosidade dos fluxos de detritos, assim como a exposição e a vulnerabilidade de pessoas e bens potencialmente expostos.

As medidas de protecção podem ser consideradas do tipo estrutural e activas quando são constituídas por soluções e intervenções de engenharia que introduzem sistemas de protecção especiais (naturais ou artificiais) com uma intervenção activa nos processos de iniciação, transporte

ou deposição do material sólido mais perigoso. Estas soluções alteram a magnitude, a intensidade ou a frequência dos escoamentos nas zonas sensíveis expostas que urge proteger, dessa forma diminuindo o valor expectável dos danos ou consequências (IST *et al.*, 2010b).

Outras medidas de protecção são do tipo não-estrutural e passivas, atendendo a que não interferem directamente com o processo físico das torrentes, mas alteram a distribuição espacial dos bens, eliminando a exposição e/ou respectiva vulnerabilidade, através da informação e do conhecimento.

Como medidas do tipo estrutural, é possível identificar uma vasta lista de medidas a serem escrutinadas em função das características e da frequência dos fluxos e de cada um dos locais a proteger. Estas medidas podem distinguir-se, consoante o objectivo ou função estrutural, em:

- i) medidas de retenção de material sólido na origem, ou seja, no início do processo do movimento;
- ii) medidas de mitigação do transporte dos detritos, actuando ao nível do escoamento, criando mecanismos ou estruturas para a interceptação, o desvio ou deposição de material sólido, através de estruturas de deflexão lateral, de retenção e/ou de deposição;
- iii) medidas de mitigação da vulnerabilidade das áreas expostas, designadamente de pessoas e bens, através da construção de estruturas de protecção de conjuntos habitacionais, da remoção de habitações que se encontrem em situação de risco intolerável, da consolidação de taludes rodoviários, etc.

Como medidas do tipo não-estrutural e passivas, destacam-se:

- iv) a monitorização dos fluxos de detritos e dos factores hidroclimáticos, incluindo o tratamento consistente da informação por forma a poder estabelecer-se correlações fiáveis entre aqueles factores;
- v) o controlo da exposição ao risco, implicando a realocização e a criação de locais alternativos para a ocupação humana e para a localização de actividades económicas, sociais ou culturais, no quadro de planos de ordenamento do território, a elaboração de cartas de zonamento da susceptibilidade e do risco;
- vi) a implementação de planos de emergência e de sistemas de previsão e aviso;
- vii) a formação e a informação ao público.

Centremos a atenção sobre as duas primeiras medidas do tipo estrutural - (i) e (ii) - para a mitigação do risco. A primeira visa diminuir o volume total de material sólido capaz de ser produzido e, como tal, devem ser promovidas intervenções nas áreas das cabeceiras, nas encostas e nos leitos das ribeiras, envolvendo os seguintes exemplos de tipos de medidas:

- a promoção de um coberto vegetal adequado, em áreas que se revelem carenciadas, para potenciar uma melhor estabilização de taludes face a situações de elevada intensidade de precipitação e saturação no solo;
- a utilização de técnicas de bio-engenharia através da introdução de espécies vegetais seleccionadas, ao longo de pequenas linhas de água ou de ravinas, que sejam resilientes a escoamentos intensos e susceptíveis de atenuar a capacidade erosiva dos mesmos;
- a implementação de sistemas de drenagem eficazes, em zonas críticas de encostas, de forma a evitar concentrações locais de escoamentos superficiais, propiciadoras de ravinamentos ou de movimentos de massa;

- a modelação do terreno para estabilização preventiva de encostas ou manutenção activa de zonas com terraços já existentes, no caso de ser possível e justificável;
- a construção de pequenas barreiras ou travessões nas linhas de águas secundárias.

A segunda – (ii) - visa interferir no processo de transporte e de deposição, alterando a magnitude e a frequência do movimento, através da construção de estruturas de controlo do movimento de detritos. Apresentam-se seguidamente algumas das soluções teóricas mais utilizadas para o controlo dos fluxos de detritos e a identificação dos parâmetros básicos necessários ao seu dimensionamento.

6.2.2 – Estruturas para o controlo dos fluxos de detritos

São várias as soluções estruturais que se podem utilizar para o controlo dos fluxos de detritos, de forma simples ou combinada, consoante a geomorfologia do local e a intensidade (magnitude e frequência) do fluxo.

Apresentam-se aqui algumas dessas estruturas de maior aplicação actualmente (Figura 12).

- Atenuadores** (“baffles”) – Figura 12A: Trata-se de estruturas colocadas na trajectória do movimento e que atenuam ou impedem o fluxo. São consideradas estruturas de sacrifício, uma vez que, depois da ocorrência do movimento, têm que ser substituídas ou reconstruídas. O dimensionamento destas estruturas exige o conhecimento do volume do fluxo, trajectória preferencial, distância total percorrida e forças de impacto.
- Barreiras metálicas flexíveis** – Figura 12B: As barreiras ou redes metálicas flexíveis têm uma utilização muito vulgar pela facilidade e rapidez de montagem, embora tenham volume reduzido de retenção. A função destas estruturas é a de barrar os elementos grosseiros do fluxo, amortecendo o impacto com dissipação de energia por deslocamento elástico da rede, garantindo a robustez suficiente. O dimensionamento destas peças exige o conhecimento da trajectória do fluxo, o volume de detritos, o caudal de pico e o cálculo das forças de impacto na estrutura.
- Estruturas longitudinais** – Figuras 12C1 e C2: As estruturas longitudinais apresentam-se em planta em geral com direcção paralela à trajectória do movimento ou próxima, por forma a orientar o movimento de fluxos e a proteger as margens e encostas. Estas estruturas agrupam-se fundamentalmente em três tipos: muros laterais, muros ou bermas de deflexão e barreiras terminais. Os muros laterais (Figura 12C1), podem ser de alvenaria argamassada, de betão em perfil gravítico ou em consola, ancorados ou não e, ainda, de enrocamento arrumado mecanicamente. A eficiência destes muros resulta da combinação dos parâmetros necessários ao seu dimensionamento e que se relacionam com o caudal de pico, a velocidade e a espessura do fluxo. Os muros de deflexão (Figura 12C2), distinguem-se dos muros laterais pela sua função de direccionarem a trajectória do fluxo para uma zona ou área específica e ainda para corrigirem o ângulo de impacto em algumas das estruturas presentes no seu movimento. O dimensionamento destas peças estruturais exige a avaliação do volume do fluxo de detritos, do caudal de pico, e da velocidade e espessura do fluxo para o cálculo das forças de impacto.
- Estruturas transversais** (“check dams”), travessões – Figura 12D: Este tipo de solução consiste na construção de peças transversais ao movimento e que têm como principal

objectivo reduzir o gradiente e por conseguinte a velocidade do movimento, minimizando, deste modo, os fenómenos de erosão do leito e das margens do canal. Para que a sua função seja cumprida, devem ser construídas em série ao longo da linha de água, permitindo deste modo, contribuir ainda para a retenção de parte do material sólido. Estas soluções têm a vantagem de não exigirem grandes trabalhos de manutenção e de retirada do material depositado, sendo que o excesso de detritos é removido pelo próprio fluxo de água após o evento. Os parâmetros necessários ao dimensionamento destas estruturas são a trajectória do fluxo, o caudal de pico, e o cálculo das forças de impacto na estrutura. No projecto é importante considerar:

- o descarregador em posição alinhada com o perfil do canal e com uma geometria próxima do perfil do escoamento;
- os muros (abas) com altura superior em cerca de 10% ao nível de deposição estimado;
- a estrutura convenientemente fundada, tanto nos encontros como no leito, devendo aqui situar-se abaixo do nível de erosão estimado.

O espaçamento entre os travessões depende do gradiente do canal, da altura da estrutura e do ângulo de deposição dos detritos.

- e) Barragens com fendas ou vazadas – Figuras 12E a 12G: As barragens de detritos constituem-se como estruturas cuja função é barrar temporariamente, total ou parcialmente, o material sólido. Até finais dos anos 1960 as barragens construídas eram completamente fechadas. Mais tarde algumas começaram a surgir com barbacãs ou drenos no corpo da barragem, para alívio das pressões e escoamento da água de saturação até que posteriormente, fendas e ranhuras surgiram no corpo da estrutura para permitirem a passagem do caudal líquido e dos detritos de média e pequena dimensão, barrando os de maior dimensão. Desta forma aumentava-se a capacidade de deposição dos blocos com maior perigosidade e garantiam-se condições ambientais favoráveis ao ecossistema.

Actualmente, as boas práticas da arte recomendam, particularmente e sempre que possível, para as situações de risco de fluxos de blocos e de grande intensidade, soluções deste tipo - barragens com fendas ou vazadas (Figura 12E). Estas estruturas em perfil gravítico, em geral com alturas máximas limitadas a 15m, são construídas em betão, alvenaria argamassada e gabiões (Figura 13).

Ainda dentro desta família das estruturas vazadas rígidas, citam-se igualmente as barreiras tubulares constituídas por tubos metálicos dispostos maioritariamente na vertical. Os tubos, capazes de reterem blocos com pesos acima de 10 ton são de grande diâmetro, entre 0,50m a 1,0m, e ficam ligados a uma base em betão encastrada na fundação (Figuras 12F e G).

Há quem classifique este tipo de estruturas numa primeira ordem de importância na defesa e mitigação dos fluxos grosseiros e hiperconcentrados, mas há, também, quem as considere como obras complementares aos outros sistemas de controlo, sobretudo por razões ambientais e de economia, protegendo-os de serem bloqueados pelos detritos de maior dimensão e volume.

Os parâmetros de projecto a serem considerados são o volume do fluxo de detritos, a trajectória preferencial, a granulometria dos detritos, o ângulo de depósito provável e as forças de impacto.



A) Atenuadores (Nga *et al.*, 2014).



B) Barreiras metálicas flexíveis (Mizuyama, 2008).



C1) Estruturas longitudinais - Muros laterais (Jakob e Hungr, 2005).



C2) Estruturas longitudinais - Muros ou bermas de deflexão (Jakob e Hungr, 2005).



D) Estruturas transversais ou travessões ("Check dams") (Jakob e Hungr, 2005).



E) Barragens vazadas ou com fendas (Jakob e Hungr, 2005).



F) Barreiras tubulares (Jakob e Hungr, 2005).



G) Barreira mista alvenaria – tubos (Jakob e Hungr, 2005).

Fig. 12 – Tipos de estruturas para controlo dos fluxos de detritos

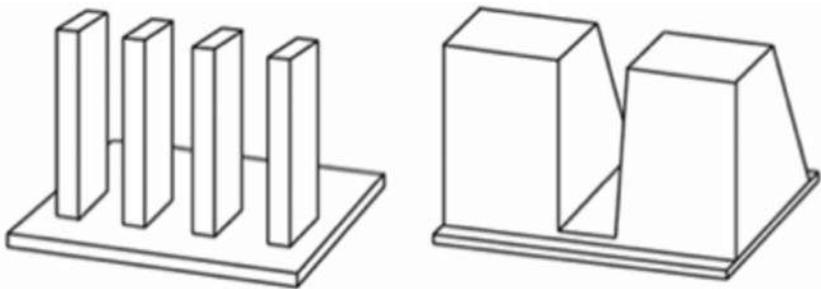


Fig. 13 – Configurações típicas de barragens com fenda(s) (Lien, 2003).

7 – BARRAGENS COM FENDAS. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

7.1 – Considerações preliminares

Particularmente na Europa e no Japão, as barreiras contra os fluxos de detritos constituem a primeira linha de defesa. De entre as muitas variantes existentes para o controlo dos fluxos de detritos grosseiros, as barragens com fendas têm-se revelado das mais eficazes na redução do risco, particularmente no caso dos detritos rochosos de grande dimensão. Perante várias escalas de fluxos, esta eficácia aumenta quando construídas em série, dada a limitação da capacidade de encaixe de uma única estrutura. Porém, para ser possível manter a eficácia de protecção deste tipo de estruturas torna-se necessário garantir que o material retido é removido periodicamente para que a capacidade de retenção se mantenha disponível, o que exige a existência de condições de acesso aos locais de implantação destas infra-estruturas.

O dimensionamento destas estruturas liga-se, naturalmente, ao tipo de solução e ao tipo de movimento de massa. Mas não existe uma via universal para a realização desta acção, a qual está fortemente dependente dos meios possíveis e dos dados existentes para a realização do estudo, nem sempre disponíveis.

Neste artigo aborda-se a metodologia proposta por Lien (2003) para o dimensionamento geral de barragens com fendas sujeitas a fluxos de detritos grosseiros canalizados, em consequência de torrentes associadas a chuvadas intensas de curta duração, e a movimentos de vertente e à erosão.

7.2 – Eficiência de uma barragem com fendas. Dimensionamento geral

A concepção de qualquer tipo de estruturas de protecção contra torrentes, inicia-se pela caracterização da perigosidade do evento ou do processo em consideração (Figura 14) e da exposição dos bens ou valores ao impacto do fenómeno. Desta caracterização resulta a escolha do tipo de solução, a selecção dos locais para a implantação das estruturas e o seu dimensionamento.

Este processo de concepção e de dimensionamento envolve as seguintes etapas principais:

- a) caracterização das condições naturais das bacias hidrográficas, nomeadamente da geologia, hidrogeologia, geotecnia, sismicidade da zona, coberto vegetal e ainda da pluviometria de curta e longa duração e escoamentos;
- b) caracterização da ocupação dos espaços e identificação das zonas vulneráveis ao risco;
- c) caracterização da dinâmica de vertentes e da erosão, em termos do(s) tipo(s) de mecanismo(s) e da sua frequência;

- d) caracterização da magnitude e da mobilidade do fluxo, designadamente do volume, da trajectória e velocidade, apoiada nos parâmetros básicos (Figura 14);
- e) avaliação da eficiência da solução perante o risco;
cálculo da interacção dinâmica do fluxo com a estrutura.

Os critérios de selecção dos locais para a implantação das obras, sustentam-se nas primeiras quatro etapas.

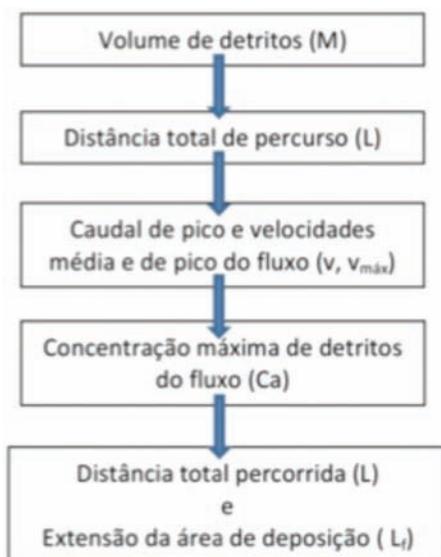


Fig. 14 – Fluxograma para a caracterização dos fluxos de detritos através dos parâmetros básicos calculados a partir das correlações empíricas.

Definidos os locais e a magnitude do fluxo, a eficiência de uma barragem com fendas mede-se pela capacidade que as estruturas apresentam para reter os detritos mais grosseiros e que maior perigosidade colocam a jusante, deixando passar os mais finos. Isto envolve a avaliação dos parâmetros básicos, atrás apresentados e abrange conceitos de relações de eficiência.

São três as principais relações de eficiência consideradas neste quadro do controlo dos fluxos de detritos grosseiros por barragens com fendas e que ditam o dimensionamento destas estruturas:

- i) Índice de vazão de sedimentos (P)

$$P = \frac{V_{sb}}{V_{sa}} \quad (8)$$

em que V_{sb} e V_{sa} são respectivamente os volumes de sedimentos transportados pelo fluxo depois e antes de atravessar a barragem.

- ii) Índice de concentração de sedimentos (R)

$$R = \frac{C_b}{C_a} \quad (9)$$

em que C_b e C_a são respectivamente as concentrações de detritos transportados pelo fluxo depois e antes de atravessar a barragem.

Como condição necessária, este parâmetro deve ser inferior ao admissível (R_a), dado por:

$$R_a = \frac{1}{(s+1)C_a} \quad (10)$$

em que $s = \rho_s/\rho$, sendo ρ_s a densidade dos elementos sólidos, e ρ a densidade da mistura.

De acordo com a lei de conservação de massa de um fluxo de detritos, a relação entre os parâmetros adimensionais P e R , pode exprimir-se por (Lien, 2003):

$$P = \lambda \frac{R(1-C_a)}{1-R C_a} \quad (11)$$

em que λ é a relação entre o volume de água do fluxo de saída e o volume de água que aflui ao local da estrutura ($\lambda \approx 1$).

A concentração de sedimentos antes da passagem pela barragem (C_a) pode ser estimada de acordo com a relação de Takahashi (1991), citado em Lien (2003), por:

$$C_a = \frac{\rho \tan\theta}{(\rho_s - \rho)(\tan\phi - \tan\theta)} \quad (12)$$

onde, $\tan\theta$ é a inclinação do leito e $\tan\phi$ o coeficiente de atrito.

iii) Taxa de retenção de sedimentos (S_T)

$$S_T = \frac{V_{sa} - V_{sb}}{V_m} \quad (0 < S_T \leq 1) \quad (13)$$

em que V_m é o volume máximo capaz de ser retido a montante pela barragem, que para uma determinada altura de barragem é passível de medição através dos levantamentos topográficos.

Incorporando a equação (8) na equação (13), obtém-se:

$$S_T = (1 - P) \frac{V_{sa}}{V_m} \quad (14)$$

em que V_{sa}/V_m é definida como a magnitude relativa do fluxo de detritos.

As equações (11) e (14) mostram que a taxa de retenção S_T depende da concentração de sedimentos antes da sua passagem pela barragem (C_a). Mas, a eficiência de uma barragem com fendas depende naturalmente da geometria dada à estrutura, designadamente à sua altura, ao espaçamento entre postes ou largura das aberturas (Σb), bem como da largura do leito ou canal de chegada imediatamente a montante da barragem (B) (Ikea e Uehara, 1980, citado em Lien, 2003). Mizuyama *et al.* (1995), citado em Lien (2003), provaram que a concentração em detritos do fluxo que atravessa a barragem não é influenciada pela velocidade de chegada do fluxo. Deste modo, a retenção de sedimentos pode ser obtida através de relações entre quatro variáveis:

$$S_T = f\left(\frac{b}{D_r}, \frac{\Sigma b}{B}, \frac{V_{sa}}{V_m}, C_a\right) \quad (15)$$

em que $\frac{b}{D_r}$ é a abertura relativa da fenda, sendo D_r o diâmetro dos detritos correspondente a r% em peso total dos elementos menores do que ele, e $\frac{\Sigma b}{B}$ a relação de espaçamentos ou densidade das fendas. A relação $\frac{\Sigma b}{B}$ deve situar-se entre 0,2 e 0,6.

Lien (2003) propõe a seguinte equação, testada em modelos físicos de laboratório, para o cálculo desta taxa, válida para $b/D_{m\acute{a}x} = 0,90 \sim 5,60$ (sendo $D_{m\acute{a}x}$ é o diâmetro máximo das partículas do debris flow), $\Sigma b/B = 0,45 \sim 0,85$ e $V_{sa}/V_m = 0,40 \sim 5,0$:

$$S_T = \frac{4,39 \left(\frac{V_{sa}}{V_m}\right)^{0,506} \left(1 - \frac{\Sigma b}{B}\right) C_a^{0,808}}{\left(\frac{b}{D_{m\acute{a}x}}\right)^{0,207}} \quad (16)$$

Esta relação indica que a taxa de retenção S_T aumenta com a diminuição da abertura relativa da fenda, assim como com o aumento da magnitude relativa e concentração do fluxo afluyente. Para que se possa considerar que uma barragem com fendas assegura com eficiência o controlo de fluxos de detritos, é necessário que este parâmetro seja igual ou ligeiramente inferior a 1 (Lien, 2003).

Relativamente à altura total da barragem (H), esta deva possuir uma folga $H_f = 2D_{m\acute{a}x}$ relativamente à altura dos postes (H).

Tal como atrás referido, a eficiência destas estruturas aumenta quando construídas em série. Esta estratégia deve ser adoptada sempre que a concentração em detritos dos vários fluxos (V_{sd}) é maior do que a capacidade de retenção de uma única barragem (V_m), i.e. $V_{sd} \gg V_m$.

A localização em série é ainda ditada pelas condições topográficas e geomorfológicas, devendo a primeira barragem de montante e seguintes estarem localizadas na cauda dos sedimentos retidos na barragem imediatamente a jusante.

7.3 – Análises de estabilidade e dimensionamento estrutural

7.3.1 – As barragens, os Eurocódigos e a prática europeia

Os Eurocódigos estruturais (EN 1990 a EN 1999) representam um conjunto de normas europeias destinadas a propor um quadro conjunto para a concepção estrutural de edifícios e obras de construção civil, cobrindo os aspectos geotécnicos, as situações sísmicas, a construção e as estruturas provisórias.

No que se relaciona com as barragens e em particular com as de betão e de terra de grande volume, as Normas não são explícitas nas prescrições a aplicar no dimensionamento. Do ponto de vista do projecto geotécnico e à luz da NP EN 1997-1 (2010), as barragens enquadram-se na Categoria Geotécnica 3, para as quais regras alternativas ou complementares àquela Norma podem ser usadas.

As barragens com fendas com perfil gravidade são estruturas maciças em betão, geométrica e estruturalmente semelhantes às barragens gravidade fechadas e assim, os procedimentos de dimensionamento a seguir devem ser idênticos, com as adaptações resultantes da abordagem diferente às situações de carregamento e às condições de segurança.

No contexto meramente nacional, as Normas de Projecto de Barragens (Portaria nº 846-93 de 10/09) e o Regulamento de Segurança de Barragens (Decreto-Lei 344/2007 de 15/10) são seguidos nas partes que se consideram aplicáveis.

Num formato geral e como prescrições mais relevantes a seguir no dimensionamento destas obras, referem-se as NP EN 1990:2009, NP EN 1992-1-1:2010, NP EN 1997-1:2010 e NP EN 1998-1:2010, complementadas, do ponto de vista das acções com as formulações constantes do

GEO Report nº 104. Por outro lado e visando uma harmonização das práticas europeias, a metodologia aqui referida segue de perto as recomendações de um dos grupos de trabalho do “Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR)” que mais se tem debruçado sobre esta matéria do dimensionamento das barragens.

7.3.2 – Estabilidade e dimensionamento estrutural

A estabilidade das barragens com fendas é verificada através da condição de estado-limite pelo método dos coeficientes parciais, ou seja, pela verificação de que para as situações de projecto nenhum dos estados-limites último de resistência e de utilização a verificar é excedido:

$$E_d \leq R_d; C_d \quad (17)$$

em que, E_d é o valor de cálculo do efeito de acções, R_d é o valor de cálculo da capacidade resistente em relação a uma acção e C_d é o valor de cálculo do critério relevante de aptidão para a utilização.

No caso das barragens gravidade, o CFBR (2012) não faz distinção entre os estados -limites último (ELU) e de utilização (ELS). Não obstante este aspecto, que é meramente formal, ele acaba por estar reflectido nos critérios de combinação das acções associados às situações de projecto. Pela natureza das acções variáveis, a principal diferença está no facto de não se fazer uso dos coeficientes de combinação Ψ_i das acções variáveis e no seu lugar considerar o valor das acções do evento que, neste caso, é passível de quantificação.

Para cada uma das situações de projecto, as acções e as combinações a considerar são as constantes do Quadro 7.

O cálculo das pressões devidas à acção accidental da pressão dinâmica do fluxo de detritos (P_{fd}), adopta a proposta constante de GEO Report Nº 104, em que:

$$P_{fd} = 3 \times \rho_d \times u_{df} \quad [kN/m^2] \quad (18)$$

onde ρ_d é a densidade do fluxo de detritos, e u_{df} a velocidade de escoamento do fluxo.

Ainda de acordo com a mesma proposta, e relativamente ao cálculo da força de impacto dos blocos, ela é feita a partir da equação de Hertz enunciada no mesmo documento:

$$F = \lambda \left(\frac{5m_b v_b^2}{4\lambda} \right)^{\frac{3}{5}} \quad [kN] \quad (19)$$

onde $\lambda = \frac{4r_b^{1/2}}{3[(1-\mu_b^2)/E_b + (1-\mu_B^2)/E_B]}$, m_b é a massa do bloco com diâmetro D e peso volúmico γ (kN/m^3), v_b a velocidade do bloco (m/s), r_b o raio do bloco (m), μ_b o coeficiente de Poisson do bloco, E_b o módulo de elasticidade do bloco (106 kN/m^2), μ_B o coeficiente de Poisson do betão e E_B o módulo de elasticidade do betão (10^6 kN/m^2).

As condições de estado-limite a considerar nas situações de projecto mais desfavoráveis ou condicionantes da segurança, são:

- Estados – limites últimos (ELU);
- Resistência ao esforço transversal (corpo da barragem, interface barragem-fundação e fundação);
- Resistência à compressão [corpo da barragem ($\sigma_N < f_{ck}$) e interface barragem-fundação];
- Capacidade de carga de fundação (de acordo com EC7): GEO/STR- Abord. Cál. 2, para as Situações Transitórias (situação de pós-fluxo de detritos, cheia rara de projecto, sismo base de projecto- SBP e gelo) e Acidentais (ocorrência de fluxo de detritos e sismo máximo de projecto-SMP).

- Erosão no pé de jusante da estrutura, para a situação Acidental (ocorrência de fluxo de detritos).
- Estados limites de utilização (ELS)
- Limite de tensões de tracção no paramento de montante ou na fundação ($\sigma_N > -f_{tk}/\gamma_{MFT}$), para a Situação Persistente (Normal de Exploração);
 - Abertura de fissuras no paramento de montante ou fundação ($fiss. < w_k$), para a Situação Transitória (gelo, situação de pós-fluxo de detritos).

As verificações de estabilidade global, tradicionalmente realizadas pelo método dos coeficientes globais relativamente ao deslizamento e derrubamento, acabam por estar integradas nas verificações da resistência ao esforço transverso no interface barragem-fundação, e à compressão no interface e na fundação.

Quanto aos coeficientes parciais relativos às propriedades dos materiais e à resistência, o Quadro 8 reproduz os valores a adoptar para cada um dos estados-limites e a respectiva combinação de acções.

Quadro 7 – Situações de projecto, acções e combinação de acções.

Situações de projecto				
	Persistente (Normal de Exploração)	Transitória (Rara)	Acidental/Fluxo de detritos	Acidental/Sísmica
	Situação de pré-fluxo	Ação do gelo/situação pós-fluxo/Cheia/SBP	Ocorrência de fluxo de detritos	Ocorrência de Sismo Máximo de Projecto (SMP)
Acções	<p>Permanentes (G_i): – Peso próprio da estrutura (G_0); – Peso (G_1) e impulsos de aterros considerados como permanentes (G_2); – Outras acções de carácter permanente (G_3): e.g. pré-esforço.....</p> <p>Variáveis (Q_i): – Peso (Q_1), impulsos hidrostáticos (Q_2) e sub-pressões (Q_3) para situações normais de exploração (e.g. água);</p>	<p>Permanentes (G_i): – Peso próprio da estrutura (G_0); – Peso (G_1) e impulsos de aterros considerados como permanentes (G_2); – Outras acções de carácter permanente (G_3): e.g. pré-esforço.....</p> <p>Variáveis (Q_i): – Peso (Q_1), impulsos hidrostáticos (Q_2) e sub-pressões (Q_3) para situações normais de exploração (e.g. água); – Ação do gelo (Q_4); – Peso mat. assoreado (Q_5), impulso do material assoreado (Q_6), peso água (Q_7), impulso hidrostático (Q_8) e sub-pressões (Q_9) para uma situação pós-fluxo de detritos; – Peso água (Q_{10}), impulsos hidrostáticos (Q_{11}) e sub-pressões (Q_{12}) para uma situação de cheia rara sem fluxo de detritos. – Sismo base de projecto (Q_{SBP})</p>	<p>Permanentes (G_i): – Peso Próprio da estrutura (G_0); – Peso (G_1) e impulsos de aterros considerados como permanentes (G_2); – Outras acções de carácter permanente (G_3): e.g. pré-esforço.....</p> <p>Variáveis (Q_i): – Peso mat. assoreado (Q_{13}), impulsos do material assoreado (Q_{14}), peso água (Q_{15}), impulso hidrostático (Q_{16}) e sub-pressões (Q_{17}), anterior a uma vaga de fluxo de detritos.</p> <p>Acidentais / Fluxo de detritos (A_i): – Impacto de blocos (A_1), peso (A_2) e impulsos hidrodinâmicos (A_3) do fluxo de detritos para: – 1ª vaga; – vagas seguintes até à cota da soleira de galgamento; – vaga com galgamento da estrutura.</p>	<p>Permanentes (G_i): – Peso Próprio da estrutura (G_0); – Peso (G_1) e impulsos de aterros considerados como permanentes (G_2); – Outras acções de carácter permanente (G_3): e.g. pré-esforço.....</p> <p>Variáveis (Q_i): – Peso (Q_1), impulsos hidrostáticos (Q_2) e sub-pressões (Q_3) para situações normais de exploração (e.g. água)</p> <p>Acidentais / Sísmica (A_i): – Sismo de projeto (A_{SMP})</p>

Quadro 7 (Cont.) – Situações de projecto, acções e combinação de acções.

Situações de projecto				
	Persistente (Normal de Exploração)	Transitória (Rara)	Acidental/Fluxo de detritos	Acidental/Sísmica
	Situação de pré-fluxo	Ação do gelo/situação pós-fluxo/Cheia/SBP	Ocorrência de fluxo de detritos	Ocorrência de Sismo Máximo de Projecto (SMP)
Combinação de acções	Combinação Quase Permanente Exploração pré-fluxo $E_{-}(qp,1)=E\{G_{0,K}+G_{1,K}+G_{2,K}+G_{3,K}+Q_{1,qp}+Q_{2,qp}+Q_{3,qp}\}$	Combinações Transitórias (Raras) Ação do gelo $E_{-}(rara,1)=E\{G_{0,K}+G_{1,K}+G_{2,K}+G_{3,K}+Q_{1,qp}+Q_{2,qp}+Q_{3,qp}+Q_{4,qp}\}$ Exploração imediatamente após fluxo $E_{-}(rara,2)=E\{G_{0,K}+G_{1,K}+G_{2,K}+G_{3,K}+Q_{5,qp}+Q_{6,qp}+Q_{7,qp}+Q_{8,qp}+Q_{9,qp}\}$ Cheia de Projecto $E_{-}(rara,3)=E\{G_{0,K}+G_{1,K}+G_{2,K}+G_{3,K}+Q_{10,qp}+Q_{11,qp}+Q_{12,qp}\}$ Sismo SBP $E_{-}(rara,4)=E\{G_{0,K}+G_{1,K}+G_{2,K}+G_{3,K}+Q_{1,qp}+Q_{2,qp}+Q_{3,qp}+Q_{SBP}\}$	Combinações acidentais (Extremas) Evento Fluxo detritos $E_{EE,1^a}=E\{G_{0,K}+G_{1,K}+G_{2,K}+G_{3,K}+A_{1,1^a}+A_{2,1^a}+A_{3,1^a}\}$ $E_{EE,2^a}=E\{G_{0,K}+G_{1,K}+G_{2,K}+G_{3,K}+Q_{13,1^a}+Q_{14,1^a}+Q_{15,1^a}+Q_{16,1^a}+Q_{17,1^a}+A_{1,2^a}+A_{2,2^a}+A_{3,2^a}\}$ $E_{EE,galg}=E\{G_{0,K}+G_{1,K}+G_{2,K}+G_{3,K}+Q_{13,n}+Q_{14,n}+Q_{15,n}+Q_{16,n}+Q_{17,n}+A_{1,galg}+A_{2,galg}+A_{3,galg}\}$	Combinação acidental (Extrema) Sismo de Projeto (SMP) $E_{EE,SMP}=E\{G_{0,K}+G_{1,K}+G_{2,K}+G_{3,K}+Q_{1,qp}+Q_{2,qp}+Q_{3,qp}+A_{SMP}\}$

Quadro 8 – Coeficientes parciais para verificação da segurança relativamente às condições de ELU e ELS.

	Comb. Quase-Permanente			Comb. Transitória (Rara)			Comb. Acidental (Extrema)		
	A	M	R	A	M	R	A	M	R
ELU									
– Resist. Esf. transversal/deslizam.	$\gamma_{G_i}=1$ $\gamma_{Q_i}=0-1$	$\gamma_{M,c}=3$ $\gamma_{M,tamo}=1,5$ $\gamma_{M,Cu}=3$	$\gamma_R=1$	$\gamma_{G_i}=1$ $\gamma_{Q_i}=0-1$	$\gamma_{M,c}=2$ $\gamma_{M,tamo}=1,2$ $\gamma_{M,Cu}=2$	$\gamma_R=1$	$\gamma_{G_i}=1$ $\gamma_{Q_i}=0-1$ $\gamma_A=1$	$\gamma_{M,c}=1$ $\gamma_{M,tamo}=1$ $\gamma_{M,Cu}=1$	$\gamma_R=1$
– Resist. Compressão (<fck/ γ_{M})	$\gamma_{G_i}=1$ $\gamma_{Q_i}=0-1$	$\gamma_{M,c}=3$	$\gamma_R=1$	$\gamma_{G_i}=1$ $\gamma_{Q_i}=0-1$	$\gamma_{M,c}=2$	$\gamma_R=1$	$\gamma_{G_i}=1$ $\gamma_{Q_i}=0-1$	$\gamma_{M,c}=1$	$\gamma_R=1$
– Capacid. Carga Fundação (EC7):GEO/STR-Abord. Cál. 2	(A1) $\gamma_{G_i}=1-1,35$ $\gamma_{Q_i}=0-1,5$	(M1) $\gamma_{M,c}=1$ $\gamma_{M,tamo}=1$ $\gamma_{M,Cu}=1$ $\gamma_{M,Rcu}=1$	(R2) $\gamma_R=1,4$	(A1) $\gamma_{G_i}=1-1,35$ $\gamma_{Q_i}=0-1,5$	(M1) $\gamma_{M,c}=1$ $\gamma_{M,tamo}=1$ $\gamma_{M,Cu}=1$ $\gamma_{M,Rcu}=1$	(R2) $\gamma_R=1,4$	$\gamma_{G_i}=1$ $\gamma_{Q_i}=0-1$ $\gamma_A=1$	$\gamma_{M,c}=1,1$ $\gamma_{M,tamo}=1,1$ $\gamma_{M,Cu}=1,15$ $\gamma_{M,Rcu}=1,15$	$\gamma_R=1$
ELS									
– Limite de tensões de tracção ($\sigma'_N > -f_{Rk}/\gamma_{M}$)	$\gamma_{G_i}=1$ $\gamma_{Q_i}=0-1$	$\gamma_{M,t}=3$	$\gamma_R=0-1$						
– Abertura de fissuras (fiss.< w_k)				$\gamma_{G_i}=1$ $\gamma_{Q_i}=0-1$	$\gamma_M=1$	$\gamma_R=1$			

Legenda:

γ_{G_i} – coeficiente parcial relativo à acção permanente G_i

γ_{Q_i} – coeficiente parcial relativo à acção variável Q_i

$\gamma_{M,j}$ – coeficiente parcial relativo à propriedade j do material M

$\gamma_{R,d}$ – coeficiente parcial de minoração da resistência, devido à incerteza do modelo

8 – O CASO DA “ALUVIÃO” DE 20 DE FEVEREIRO DE 2010 NA ILHA DA MADEIRA

8.1 – Descrição

O evento de 20 de Fevereiro de 2010, identificado como uma “aluvião” excepcional, iniciou-se na sequência de um prolongado período chuvoso, motivado pela passagem de várias depressões com superfícies frontais associadas.

A excepcionalidade do temporal reflectiu-se não só no valor total da precipitação diária ocorrida naquele dia, tendo-se registado no posto Funchal-Observatório, um valor de 146,9mm (valor mais alto registado em 24h desde 1920), mas sobretudo na concentração horária. De acordo com os registos, 80% da precipitação diária ocorreu no intervalo de seis horas (8h às 14h), sempre com intensidade acima de 10mm/h. Em particular, no Areeiro, o segundo cume mais alto da ilha e localizado na cabeceira das ribeiras do Funchal, onde o valor de precipitação diário foi de 333,8mm, verificou-se a ocorrência de cinco horas consecutivas com uma precipitação superior a 30 mm/h (Fragoso *et al.*, 2012; IST *et al.*, 2010c). No caso desta estação, a precipitação diária registada corresponde a um período de retorno da ordem dos 90 anos. Em contraste, o valor diário registado no Observatório do Funchal (146,9mm) corresponde a um período de retorno estimado de 290 anos, ou seja, um evento ainda menos frequente.

Para além das elevadas precipitações concentradas num curto espaço de tempo registadas naquele dia, concorreram ainda para a ocorrência das cheias de 20/2 os vários episódios de intensa precipitação que precederam este episódio (22/12/2009 e 02/02/2010) e que terão contribuído para a saturação dos terrenos e para o desencadeamento de milhares de deslizamentos de terras (Fragoso *et al.*, 2012). Paralelamente, contam-se entre os factores responsáveis pelo ocorrido, as especificidades de natureza fisiográfica e geomorfológica das bacias hidrográficas do Funchal e a subida do nível do mar naquela manhã.

As consequências desta “aluvião” resultou na morte de 45 pessoas, seis desaparecidos, 600 desalojados e 250 feridos, para além da destruição de infra-estruturas e habitações tanto nas zonas altas dos concelhos do Funchal, como no concelho da Ribeira Brava, e na parte baixa destas cidades. O arrastar de grandes blocos, de árvores e outros detritos, associados à enorme energia do escoamento, provocou obstruções nos leitos das ribeiras do Funchal que transbordaram com grande violência, arrastando carros e destruindo casas e outras infra-estruturas. A contribuição do transporte sólido de grandes blocos de rocha foi, pois, determinante para a dimensão e violência do fenómeno (Figura 15).

8.2 – Obras de correcção torrencial na Ribeira de Santa Luzia

8.2.1 – Enquadramento e caracterização geral da ribeira

A bacia hidrográfica da Ribeira de Santa Luzia, com uma área aproximada de 14.2km², desenvolve-se em toda a sua extensão na vertente sul da ilha da Madeira, no concelho do Funchal, entre as cotas 1785 NGM e a cota 0 NGM, e confina a Este com a Ribeira João Gomes e a Oeste com a Ribeira de S. João (Figura 16).

Esta ribeira talhou o seu leito, ao longo dos 11.2km de extensão, em maciços rochosos de resistência diferenciada, conferindo-lhe vales abertos e encaixados, com perfil em V, predominantemente no curso superior, e mais abertos em forma de U no curso médio e médio superior. A verticalidade das vertentes está associada ao predomínio de escoadas sãs e resistentes à erosão.

No curso superior, entre as cotas aproximadas de 1600 NGM e 800 NGM, o perfil longitudinal do leito da ribeira está segmentado em três trechos separados por dois degraus na rocha. Neste



a) Escoamento em cheia com elevadas velocidades.



b) Depósitos carregados.



c) Leito de cheia com ocupação.



d) Destruição de casas.

Fig. 15 – Aluvião de 20 de Fevereiro de 2010, na ilha da Madeira.

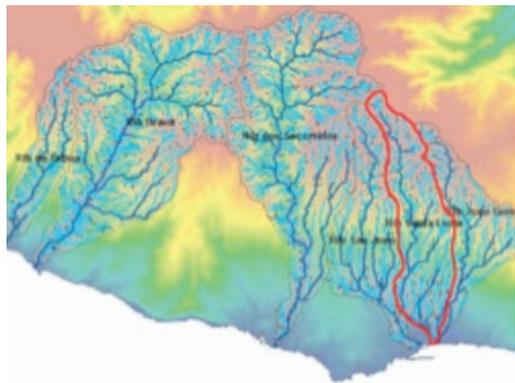


Fig. 16 – Enquadramento da bacia hidrográfica da Ribeira de Santa Luzia (à esquerda) e rede de drenagem das seis principais bacias hidrográficas das zonas do Funchal e de Câmara de Lobos (à direita) (IST *et al.*, 2010a).

curso, a ribeira desenvolve-se com fortes inclinações do leito (da ordem dos 20%) e os tributários em zonas de vertente com inclinações em geral superiores a 50% (Figura 17).

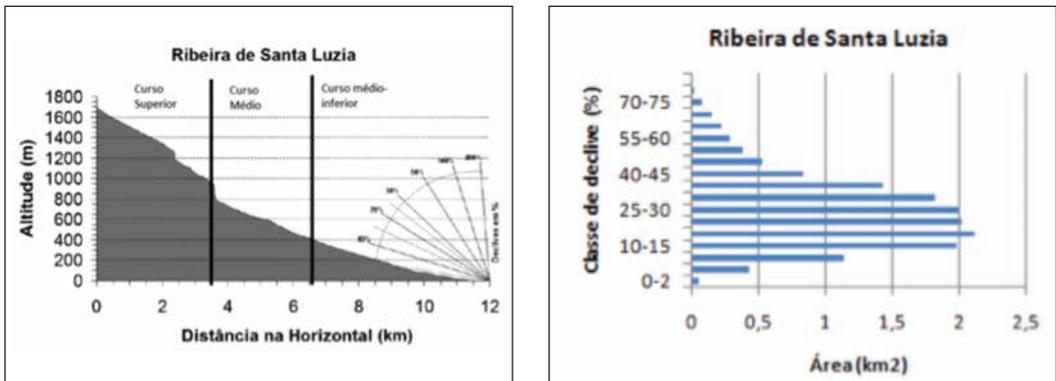


Fig. 17 – Perfil longitudinal do leito principal da Ribeira de Santa Luzia, à esquerda (adaptado de Silva *et al.*, 2010) e histograma dos valores de declive da bacia hidrográfica, à direita (IST *et al.*, 2010c).

As formações da bacia hidrográfica da Ribeira de Santa Luzia enquadram-se, em predominância, nas formações pertencentes aos Complexos Vulcânicos $\beta 2$ e $\beta 3$, segundo a Carta Geológica da Madeira na escala 1:50.000, folha B (Zbyszewski *et al.*, 1975), formados a partir do Miocénico. Estas formações rochosas são constituídas por escoadas lávicas basálticas e materiais brechóides, geralmente interstratificados e intercalados com tufos vulcânicos.

Para além destas formações, são de destacar na área em estudo, os depósitos de vertente, os depósitos aluvionares e de terraço.

Os depósitos de vertente correspondem a acumulações por gravidade, resultantes de movimentos de massa de vertente que ocorrem ao longo dos vales fluviais e se depositam no sopé das vertentes. Estes apresentam uma constituição heterogénea com abundante percentagem de material grosseiro e, em geral, são extensos e possantes.

As “aluviões” acumuladas no leito da ribeira são igualmente heterogéneas e muito grosseiras exibindo dimensões heterométricas, com abundantes blocos, que podem atingir um diâmetro superior a 2m.

Com menor expressão na geologia dominante da bacia mas importantes pela sua contribuição para as “aluviões”, distinguem-se os terraços cascalhentos, envoltos numa matriz arenosa e arenosiltosa, suspensos a cotas pouco superiores às do leito da ribeira.

8.2.2 – Barragens com fendas em série

A concepção geral das estruturas de retenção de material sólido na Rib^a de Sta Luzia resultou das análises e das visitas de reconhecimento, durante as quais se avaliaram potenciais locais com interesse estratégico para a sua implantação, em função dos condicionamentos físicos naturais e da exposição e vulnerabilidade das pessoas e bens.

Desde logo se reconheceu que a localização das obras deveria ser no terço superior da ribeira atendendo a que é aí que ocorrem os grandes movimentos de vertente envolvendo massas de grande dimensão e assim, intersectar próximo da origem o material sólido antes da sua mobilização ao longo do canal de ribeira.

De entre as soluções possíveis e face à magnitude das “aluviões”, à fisiografia e geomorfologia da ribeira e às questões de natureza ambiental, a solução de barragens com fendas foi desde logo considerada como potencialmente a mais adequada. Outras soluções, como a construção de

estruturas leves do tipo redes metálicas em linhas de água tributárias, foram analisadas para serem construídas como estruturas complementares, mas, desde cedo, foram abandonadas em virtude da sua reduzida capacidade de retenção em linhas de água tributárias com forte pendor e em vales muito encaixados (exigindo a construção de um número muito elevado de estruturas deste tipo com uma relação custo-benefício pouco favorável) aliada à dificuldade de acesso para a posterior remoção do material retido.

A análise dos aspectos técnicos e económicos determinou, em definitivo, a construção de quatro açudes em cascata, repartidos ao longo de 1,1 km de extensão no curso médio-superior do leito da ribeira: Açude A4, ao km 7+409; Açude A3, ao km 7+150; Açude A2 ao km 6+700, Açude A1, ao km 6+456 (Figura 18).

A caracterização dos parâmetros principais para o cálculo da eficiência de cada um dos açudes, designadamente o volume de detritos, foi estimada por um grupo de trabalho designado para definir a metodologia e os princípios orientadores do estudo (IST *et al.*, 2010a;2010b), sendo os restantes estimados não só pelas correlações empíricas como ainda por cálculos hidráulicos.

Neste contexto, a definição do número e da altura dos açudes teve em conta a necessidade do armazenamento de material sólido afluyente a esses locais, durante a ocorrência de um evento de igual magnitude ao evento de 20 de Fevereiro e que como tal, foi considerado o evento de referência para o dimensionamento de projecto.

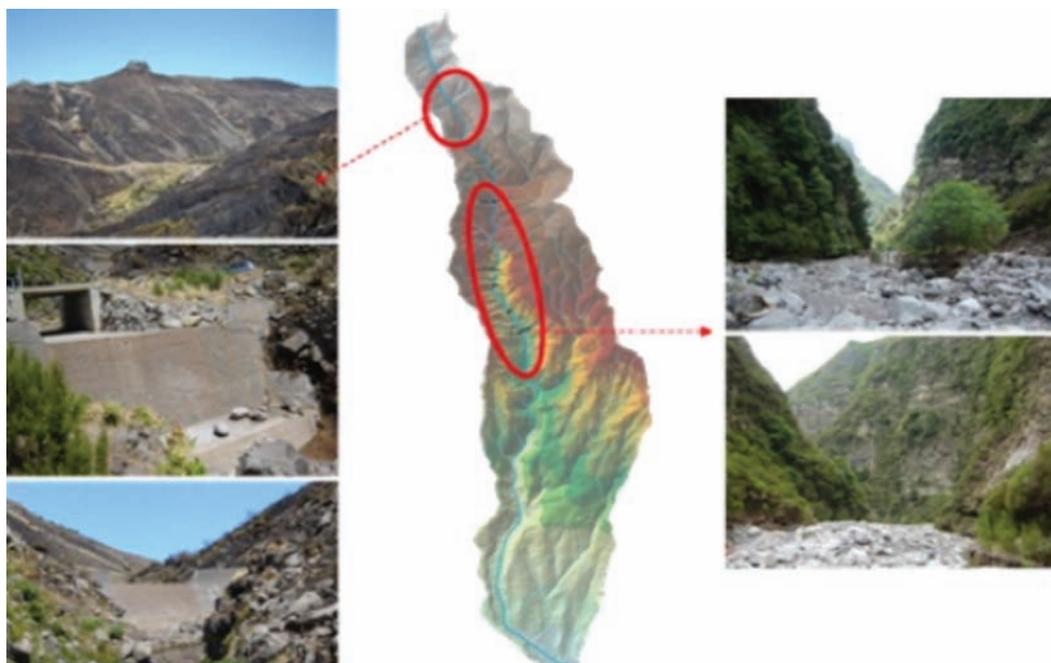


Fig. 18 – Identificação de locais para a construção das estruturas de retenção de material sólido.

O caudal líquido considerado para o dimensionamento foi de 200 m³/s, próximo do valor estimado no evento, que foi classificado com um período de retorno da ordem de 100 anos. O aumento de caudal devido ao transporte sólido (“sediment bulking”) foi calculado através da seguinte fórmula, em função da concentração volumétrica dos sedimentos (C_v):

$$B_F = \frac{1}{(1-C_v)} \quad (20)$$

Considerado que foi neste caso valores de C_v de 30 a 40%, o valor do caudal líquido foi majorado de 1,43 a 1,66, por forma a integrar a componente sólida.

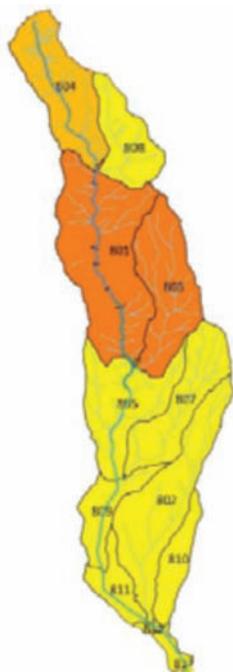
Para a definição das características da onda considerou-se a concentração de material sólido, calculada segundo a formulação proposta por Takashi (1991), tendo em conta o peso específico da água, dos sedimentos e a inclinação do leito da ribeira no troço a montante dos açudes, tendo-se considerado um valor mínimo de 30%.

As características do escoamento (altura e velocidade) no momento do impacto com o açude foram obtidas considerando do mesmo modo a inclinação natural do leito no troço a montante dos açudes e a largura da secção nessa zona.

Os volumes máximos de material sólido produzido em deslizamentos e considerados no dimensionamento foram classificados por IST *et al.* (2010c) em classes no evento de referência de 20/02 - classes 1, 2 e 3, e quantificados para as diferentes sub-bacias hidrográficas da ribeira e secções preconizadas (Quadro 9 e Figura 19).

Quadro 9 – Classificação pericial dos polígonos das cicatrizes das bacias do Funchal (IST *et al.*, 2010c)

Classes	Descrição
1	Cicatrizes novas (não são visíveis nos ortofotomapas antigos), bem demarcadas com profundidade aparente, perceptível através de zonas de sombra.
2	Cicatrizes antigas em que a totalidade do seu contorno já existia nos ortofotomapas antigos. Algumas indiciam reactivação recente.
3	Cicatrizes novas, com profundidade pouco marcada nas imagens (sem mostrar zonas de sombra). A maioria aparenta ser mais superficial do que as da classe 1.



Ref	Área de deslizamentos	Volume mínimo (0,6m)	Volume máximo (1,5m)
801	26.472	15.883	39.708
802	663	398	995
803	34.960	20.976	52.439
804	19.511	11.707	29.267
805	3.498	2.099	5.247
807	2.920	1.752	4.380
808	2.799	1.680	4.199
809	45	28	69
810	0	0	0
811	0	0	0
812	0	0	0
813	0	0	0

Fig. 19 – Volumes de deslizamento estimados por sub-bacia na Ribeira de Santa Luzia, considerando o levantamento das áreas de deslizamento pertencentes às classes 1, 2 e 3 (IST *et al.*, 2010c).

A geometria e a solução encontrada para estas estruturas de retenção de material sólido, consistiu em barragens com fendas em betão com fibras metálicas, incorporando como descarga de caudais e para além das fendas, uma secção central no topo da barragem.

Estas estruturas integram pilares de grande inércia em betão, com geometria trapezoidal modificada, distribuídos ao longo do troço central do vale, com afastamentos progressivamente menores das barragens de montante para jusante, sendo de 2,0m nas estruturas A4 e A3, de 1,6m na estrutura A2 e de 1,0m na barragem A1. A espessura de cada pilar é de 1.75m e a altura de 10m.

Nas Figuras 20 e 21 apresenta-se a definição geométrica e estrutural de uma das barragens.

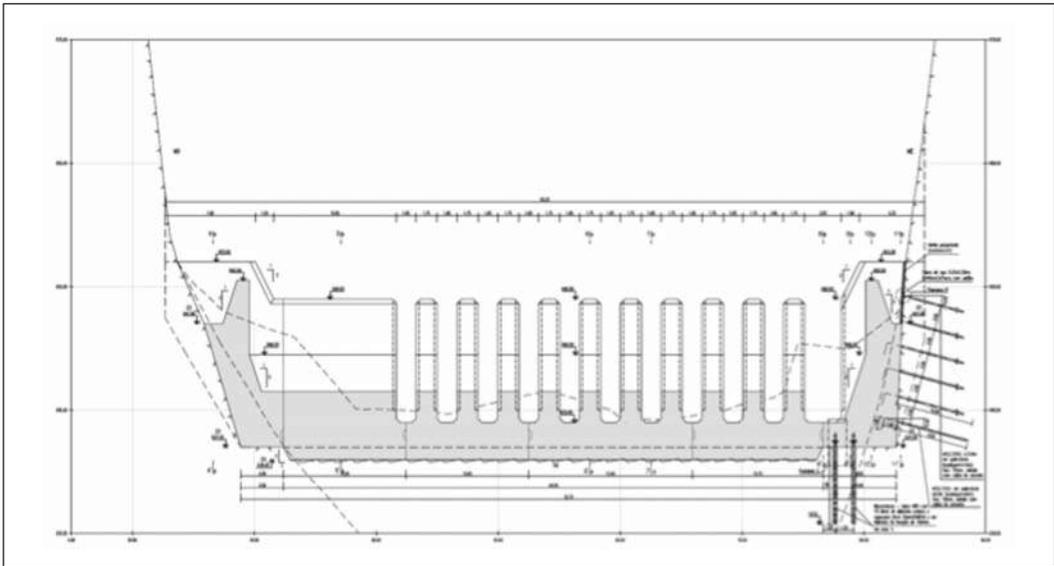


Fig. 20 – Perfil longitudinal do açude pela zona dos pilares.

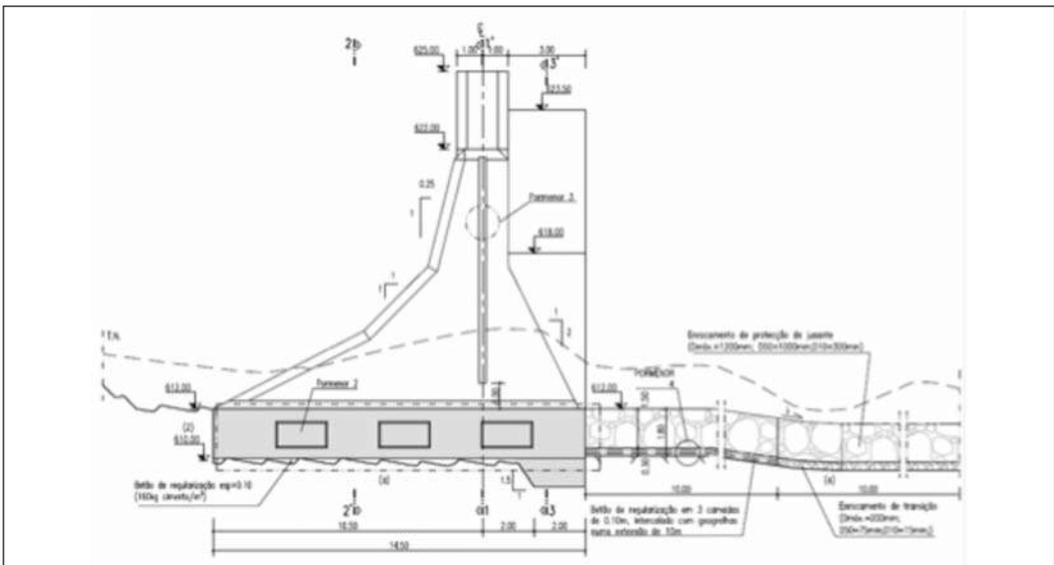


Fig. 21 – Perfil transversal do açude pela zona dos pilares.

8.2.3 – Capacidade e eficiência da retenção de detritos. Análise de estabilidade e dimensionamento estrutural

Definidos os parâmetros que caracterizam a “aluvião” de dimensionamento do projecto, procedeu-se à avaliação das variáveis necessárias ao cálculo, designadamente, a altura da estrutura de retenção, a capacidade de retenção da bacia criada a montante e o espaçamento das aberturas, de acordo com a formulação proposta por Lien (2003) para açudes do tipo.

De acordo com as análises granulométricas da fracção grosseira efectuadas às aluviões na zona das barragens, a dimensão máxima dos blocos cifra-se, em termos médios, em 1,5m.

A configuração preconizada para estas estruturas consiste em alturas de retenção de 10m nas barragens A4 a A1, com relações de espaçamento $\Sigma b/B$ variáveis entre 0.55 e 0.40, em função da morfologia do vale.

O espaçamento das aberturas entre pilares, b , considerado foi de duas vezes o diâmetro máximo dos blocos contidos no fluxo – $b/D_{\text{máx}} = 2$.

A eficiência otimizada de retenção de volume sólido para esta configuração de barragens em cascata foi, de acordo com a referida formulação, da ordem de 60%. Dos cerca de 79.200m³ de material sólido afluentes a estas obras, estimou-se que 32.500m³ de sedimentos transitam para jusante no escoamento misto e que 46.700m³ ficam retidos.

Cada uma destas barragens garante a passagem para jusante dos caudais de dimensionamento, através de uma secção de descarga controlada, concentrando e restituindo os caudais no leito da ribeira, com elementos dissipadores e de protecção das margens.

O Quadro 10 resume as principais características das barragens estudadas e a Figura 22 esquematiza o balanço de volumes de material sólido circulante.

Quadro 10 – Características das barragens com fendas decorrentes da abordagem de cálculo proposta por Lien (2003).

Barragem	Cota	H pilares	V _{sedim}	V _m	V _{passa}	V _{as}	S _T	1-P	D _{máx}	Abertura	nº aberturas	Espessura dos pilares
		(m)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)			(m)	(m)	(m)	
A4	746,0	10	55650	11135	45320	55650	0,93	0,19	1,00	2,0	11,0	1,75
A3	708,0	10	12900	11160	47400	58220	0,97	0,19	1,00	2,0	10,0	1,75
A2	649,0	10	2415	24120	33070	49815	0,69	0,34	0,80	1,6	11,0	1,75
A1	622,0	10	8240	21800	31000	41310	0,47	0,25	0,50	1,0	16,0	1,75
TOTAL			79205	68215	31000		0,71	0,61				

Legenda:

V_{sedim} – volume de material de vertente que aflui a montante ou nos troços entre-barragens;

V_m – capacidade máxima de retenção da barragem;

V_{passa} – volume de material sólido que passa para jusante da barragem;

V_{as} – volume total de material sólido que aflui à barragem;

S_T – Taxa de retenção de sedimentos;

P – Índice de vazão de sedimentos.

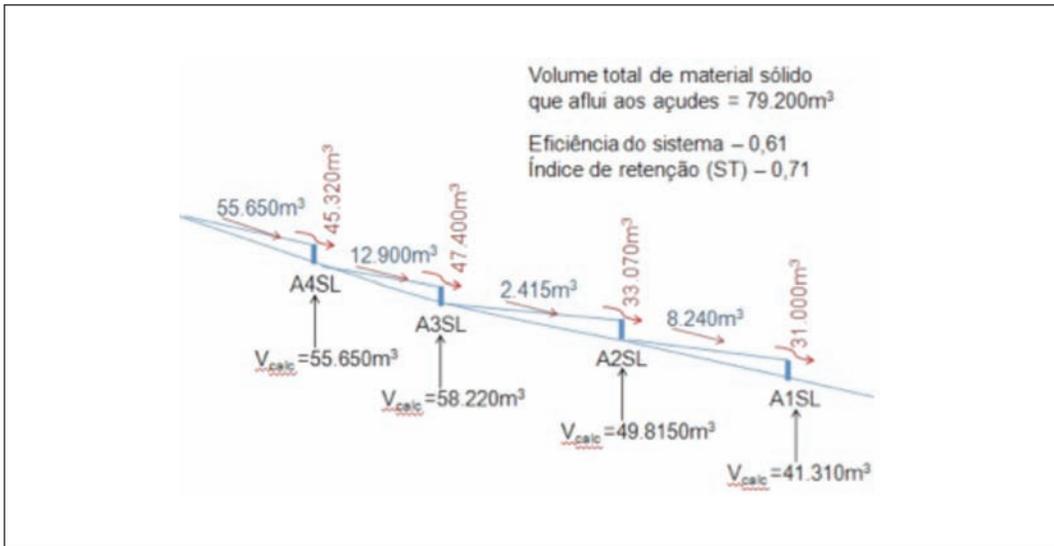


Fig. 22 – Balanço de volumes de detritos, segundo a abordagem de Lien (2003).

A verificação da segurança e o dimensionamento foram realizados para condições de carregamento estático e sísmico, procedendo-se à análise de estabilidade global da estrutura e à análise estrutural dos diversos elementos resistentes que constituem a barragem.

As ações permanentes (peso próprio, impulsos do terreno e peso do material considerado permanente), ações variáveis (impulsos hidrostáticos, subpressões, peso e impulsos pós-“debris flow” e sismo base de projecto) e ações acidentais (ocorrência de “debris flow” e sismo máximo de projecto) estão ilustradas na Figura 23.

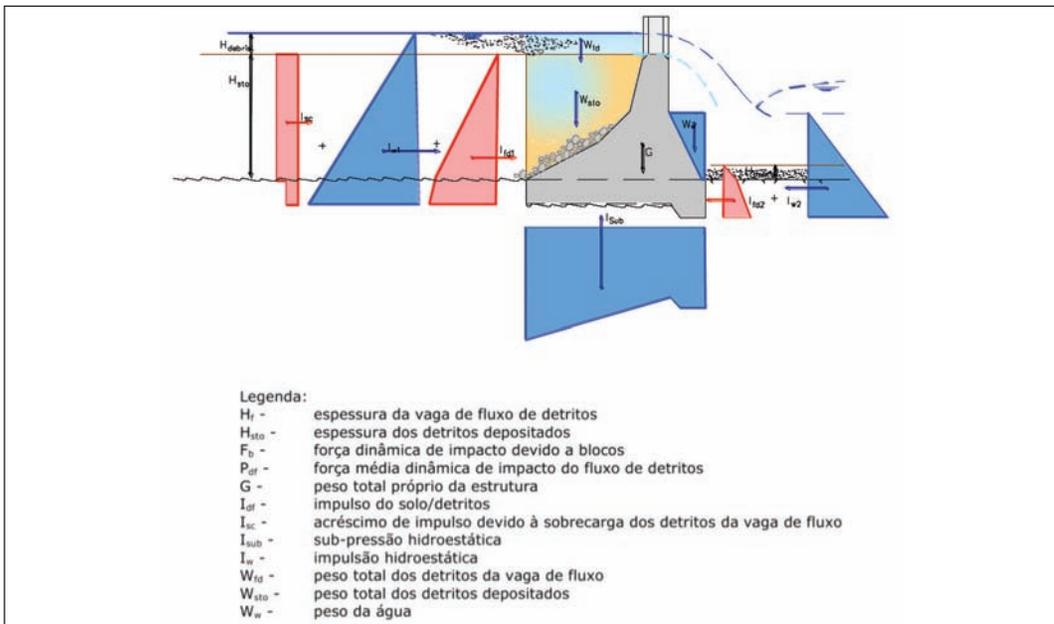


Fig. 23 – Ações consideradas no dimensionamento (diagrama sem escala).

Nestas análises e verificações previram-se cenários de carregamento mediante combinações de acções que seguiram as disposições da NP EN 1997-1 (2010) e que faz uso dos coeficientes de segurança parciais para as situações de dimensionamento estrutural (STR), geotécnico (GEO) e de utilização.

Em termos da análise de estabilidade global ao deslizamento e ao derrubamento, o projecto procedeu igualmente a verificações em termos dos factores de segurança globais, impondo valores mínimos conforme preconizado pelo CFBR - Calcul des barrages-poids (2006).

O dimensionamento estrutural reportou-se à análise da resistência dos pilares de retenção de material sólido à flexão e ao esforço transversal, na direcção perpendicular e paralela ao escoamento. Para tal, seguiram-se as recomendações do CFBR - Calcul des barrages-poids (2006) e o REBAP.

8.2.4 – Solução construída

Na Figura 24 apresenta-se uma vista geral para montante e jusante de uma das barragens construídas, com a obra a cargo da AFAVIAS, S.A., e inaugurada pelo Governo Regional da Madeira em Setembro de 2012.



Fig. 24 – Vista de montante (à esquerda) e de jusante (à direita) dos açudes construídos na Ribeira de Santa Luzia.

9 – CONCLUSÕES

Os fluxos de detritos estão entre os desastres naturais como dos mais destrutivos que afectam as encostas, a vida humana e as infra-estruturas.

A complexidade destes movimentos e a variabilidade do fenómeno de local para local, torna difícil estabelecer fórmulas ou modelos universais, mesmo por tipologia de evento, que permitam reproduzir os fenómenos reais e a sua previsão e deste modo, estimar as suas consequências.

No caso português, várias investigações têm vindo a ser feitas nos últimos anos na área dos movimentos de vertentes, mas é reconhecida a clara insuficiência na aplicação desse conhecimento para a minimização do risco associado e muito particularmente, no caso das torrentes. A problemática do controlo e da mitigação dos efeitos destes fenómenos em Portugal merece, assim, um esforço de investigação aplicada, apesar do conhecimento e da experiência acumulada já adquirida não só no país, mas sobretudo em outros países.

A estruturação do modelo de controlo deste tipo particular de cheias nem sempre é a mesma, o que exige para o seu estudo a conjugação de diferentes e novos conhecimentos. Como panorama global, o conhecimento que hoje existe acerca destes eventos está longe de estar consolidado.

Neste aspecto, os avanços no conhecimento e na previsão do comportamento dos movimentos de massa conseguidos nos últimos anos, ligam-se sobretudo à maior capacidade computacional de que hoje se dispõe e à experiência adquirida com sistemas de previsão e monitorização destes eventos, os quais têm permitido implementar sistemas mais adaptados de protecção e de mitigação do risco. É nesta direcção que a investigação deve continuar, implementando mecanismos de observação, experimentação e modelação.

No caso dos fluxos de detritos grosseiros, as barreiras são, em muitas situações, a medida prática imediata para a minimização do risco ligado ao transporte dos detritos com elevada quantidade de movimento e à vulnerabilidade de pessoas e bens potencialmente expostos.

Actualmente há a tendência para que os métodos de dimensionamento se baseiem em modelos teóricos rigorosos, apoiados em parâmetros básicos não devidamente validados para cada situação. Resulta desta realidade que o dimensionamento destas estruturas pode resultar na ineficiência da protecção e eventualmente na falha de segurança estrutural, com graves consequências. Neste contexto, o dimensionamento de uma barreira deve estar suportado por uma informação de qualidade dos condicionamentos naturais dos locais e dos registos de base necessários a esse dimensionamento, e sempre que possível, com redundância na avaliação.

Este trabalho apresenta uma das metodologias de actuação para a minimização do risco associado a estes eventos naturais, na óptica da identificação dos factores potenciadores e dos parâmetros básicos que caracterizam os fluxos de detritos e que são necessários para o dimensionamento das estruturas de protecção, face à magnitude e à perigosidade do evento.

No que respeita às verificações de estabilidade e dimensionamento estrutural, os Eurocódigos estruturais (EN 1990 a EN 1999) definem um quadro conjunto para a concepção estrutural de edifícios e obras de construção civil, cobrindo os aspectos geotécnicos, as situações sísmicas, a construção e as estruturas provisórias, não sendo explícitas nas prescrições a aplicar às barragens. Neste contexto, o trabalho apresenta ainda uma proposta de abordagem à análise de estabilidade e de dimensionamento estrutural das barragens com fendas, apoiada naquelas Normas e em recomendações da especialidade de outros países e aplicadas a barragens.

Assim, atendendo a que não é possível eliminar completamente o risco, é de todo aconselhável promover um conjunto de medidas de protecção subordinadas a princípios integradores e orientadores, tendo em conta as características intrínsecas do processo físico das torrentes, os condicionamentos físicos e sociais da ocupação das bacias em causa e a organização de acções adequadas de gestão integrada do risco. Estas situações remetem-nos para a importância de uma regulamentação europeia para a concepção estrutural deste tipo de obras de defesa e da adopção de medidas de planeamento e de monitorização destes fenómenos.

O trabalho termina com a apresentação de um caso de aplicação desta metodologia e das normas utilizadas para o dimensionamento das barragens com fendas na Ribeira de Santa Luzia, na Ilha da Madeira, a qual é frequentemente sujeita a episódios de torrentes, de que a “aluvião” de 20 de Fevereiro de 2010 foi mais um caso com consequências devastadoras.

10 – AGRADECIMENTOS

O autor agradece à Secretaria Regional do Equipamento Social (SRES) do Governo da Região Autónoma da Ilha da Madeira, a confiança depositada na LCW Consult para a realização do estudo das obras de Regularização da Ribeira de Santa Luzia, onde havia que aplicar técnicas pouco

experimentadas em Portugal ligadas à fenomenologia das torrentes e à problemática da minimização do risco associado. Agradece ao Grupo de Estudo pluridisciplinar designado pela SRES na sequência da “aluvião” de 20 de Fevereiro e constituído pelo IST-UMa-LREM, pelas orientações e princípios metodológicos a seguir no projecto, e ainda aos engenheiros Sónia Figueiredo e Marco Neves da LCW, pela importante ajuda no trabalho de pesquisa.

11 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Avelar, A.S.; Lacerda, W.A.; Netto, A.L.C. (2006). *Mecanismos de iniação de fluxos detriticos no maciço da Tijuca, Rio de Janeiro (RJ): O caso da Encosta do Soberbo*. Revista Brasileira de Geomorfologia, ano 7, n.º1.
- Calligaris, C.; Zini, L. (2012). *Debris Flow Phenomena: A Short Overview?*. Earth Sciences, pp.71-90.
- Capra -*Probabilistic Risk Assessment Initiative*. Software em: <https://ecapra.org/software>
- CFBR - Comité Français des Barrages et Réservoirs (2006) *Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids – Propositions et Recommandations*, Groupe de Travail « calcul des barrages-poids », 62 p.
- CFBR - Comité Français des Barrages et Réservoirs (2012). *Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids – Groupe de Travail « Justification des barrages-poids »*, pp. 1-92.
- Decreto–Lei 344/2007 de 15/10 – *Regulamento de Segurança de Barragens*.
- Fragoso, M.; Trigo, R.M.; Pinto, J.G.; Lopes, S.; Lopes, A.; Ulbrich, S.; Magro, C. (2012). *The 20 February 2010 Madeira flash-floods: synoptic analysis and extreme rainfall assessment*. Natural Hazard and earth system sciences, 12, 715-730.
- GEO Report, N° 104, (2000). *Review of Natural Terrain Landslide Debris-Resisting Barrier Design*. Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department, Government of Hong Kong Special Administrative Region, 91 p.
- Hungr, O. (1995). *A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows and avalanches*. Canadian Geotechnical Journal, 32(4), pp.610-623.
- IST; UMa; LREC (2010a). *Estudo de Avaliação do Risco de Aluviões na Ilha da Madeira. Plano Metodológico*.
- IST; UMa; LREC (2010b). *Estudo de Avaliação do Risco de Aluviões na Ilha da Madeira. Princípios Orientadores de Protecção Contra as Aluviões (versão preliminar)*.
- IST; UMa; LREC (2010c). *Estudo de Avaliação do Risco de Aluviões na Ilha da Madeira. Relatório de Síntese*.
- Jakob, M.; Hungr, O. (2005). *Debris-Flow Hazards and Related Phenomena*. Springer-Praxis Publishing, UK, pp. 1-795.
- IRASMOS (2008a) em: http://iramos.slf.ch/pdf/WP2_D21_20080502.pdf. Acedido em 10/maio/2016.
- IRASMOS (2008b) em: http://iramos.slf.ch/pdf/WP2_D22_20080520.pdf. Acedido em 10/maio/2016.
- IRASMOS (2008c) em: http://iramos.slf.ch/pdf/WP3_D31_final.pdf. Acedido em 10/maio/2016.

- Lien, H.P. (2003). *Design of Slit Dams for Controlling Stony Debris Flows*. International Journal of Sediment Research, Vol.18, Nº1, pp74-87.
- LCW (2010). *Projecto de Reconstrução e Regularização da Ribeira de Santa Luzia. Projecto de execução. Construção dos açudes A1 a A4 e da Ponte dos Tornos*.
- Mizuyama, T. (2008). *Structural Countermeasures for Debris Flow Disasters*. International Journal of Erosion Control Engineering, Vol.1, n.º2.
- Nga, C.W.W.; Choi, C.E.; Kwan, J.S.H.; Koo, R.C.H.; Shiu, H.Y.K.; Ho, K.K.S. (2014). *Effects of baffle transverse blockage on landslide debris impedance*. Procedia Earth and Planetary Science, 9, 3-13.
- NP EN 1990 (2009). *Bases para o projecto de estruturas*, CEN.
- NP EN 1992-1-1 (2010). *Projecto de estruturas de betão. Parte1-1-Regras gerais e regras para edifícios*, CEN.
- NP EN 1997-1 (2010). *Projecto geotécnico. Parte 1 – Regras gerais*, CEN.
- NP EN 1998 (2010). *Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1 – Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios; Parte 5 – Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos*, CEN.
- Nunes, A.L., Sayão A. (2014). *Debris Flow e Técnicas de Mitigação e Convivência*. 14^ª Congresso Nacional de Geotecnia, Covilhã.
- Portaria Nº 846-93 de 10/09 - *Normas de Projecto de Barragens*.
- Silva, J.B.P., Almeida, F.E., Gomes, C.S.F. (2010). *Aprender com a Natureza. Enxurradas e Inundações na Madeira*. Suplemento Mais do Diário de Notícias da Madeira de 28 de Março de 2010.
- Soares, L., Bateira, C. (2013). *Movimentos de Massa em Vertentes no Norte de Portugal*. (In “Riscos Naturais, Antrópicos e Mistos. Livro de Homenagem ao Professor Doutor Fernando Rebelo”, pp. 367-383).
- Takahashi, T. (2007). *Debris Flow. Mechanics, Prediction and Countmeasures*. Taylor & Francis Group, Leiden, 448p.
- Wieczorek, G.F., Larsen, M.C., Eaton, L.S., Morgan, B.A., Blair, J.L. (2013). *Debris-flow and flooding hazards associated with the December 1999 storm in coastal Venezuela and strategies for mitigation*: Open File Report 01-0144, USGS-U.S Geological Survey.
- WSL Institute for Snow and Avalanche Research SLF (2010). – *RAMMS 3D software*.
- Zêzere J.L. (2005). *Dinâmica de Vertentes e Riscos Geomorfológicos*. Programa. Centro de Estudos Geográficos. Área de Geografia, Física e Ambiente. Relatório nº 41.
- Zbyszewski, G., Ferreira, O. V., Medeiros, A. C., Aires Barros, L., Silva, L. C., Munhá, J. & Barriga, F. (1975). *Notícia explicativa das folhas “A” e “B” da ilha da Madeira*. Carta Geológica de Portugal na escala 1:50000. Serviços Geológicos de Portugal.