

Análise probabilística da segurança ao deslizamento de barragens gravidade de betão



Renato Pereira¹



**António Lopes
Batista²**



Luís Neves³

RESUMO

A regulamentação portuguesa de barragens estipula que a verificação da segurança das barragens de betão deve ser feita relativamente às situações de projeto considerando fatores globais de segurança. Julgou-se assim oportuno avaliar a segurança de barragens gravidade através de uma abordagem probabilística e comparar os resultados com os obtidos considerando as disposições das Normas de Projeto de Barragens. Os dados geométricos foram considerados como grandezas determinísticas, sendo de natureza variável as ações da água e as ações sísmicas, bem como as propriedades resistentes. Concluiu-se que para os estados limites de utilização o coeficiente de atrito e a coesão têm uma influência idêntica, mas para os estados limites últimos a segurança depende de todas as grandezas.

Palavras-chave: Análise probabilística, barragens gravidade de betão, deslizamento e coeficientes parciais de segurança.

1. INTRODUÇÃO

A segurança das barragens gravidade está diretamente relacionada com a sua estabilidade enquanto corpo rígido. Por isso o peso próprio é a sua principal ação estabilizante, seja ao derrubamento ou ao deslizamento, sendo este último o cenário, geralmente, condicionante na verificação da segurança. A regulamentação portuguesa estipula que a verificação de segurança ao deslizamento de barragens gravidade de betão deve ser feita considerando fatores globais de segurança. No entanto, a regulamentação europeia de segurança estrutural baseia-se no conceito de estado limite, utilizado em conjunto com o método dos coeficientes parciais [1]. Esta abordagem tem relação direta com os conceitos de fiabilidade e análise probabilística, sendo mais consistente que o método dos coeficientes globais de segurança. De modo a conhecer a homogeneidade da margem de segurança das barragens

¹ Faculdade Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa. r.pereira@campus.fct.unl.pt

² Investigador Principal, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa. a.l.batista@lnec.pt

³ Professor Auxiliar, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa. laen@fct.unl.pt

gravidade portuguesas, neste trabalho avalia-se a fiabilidade estrutural dum conjunto alargado de barragens, representativa do parque existente.

As ações relevantes no dimensionamento das barragens gravidade são o peso próprio dos materiais, as pressões hidrostáticas nos paramentos de montante e jusante, a pressão da água na base da barragem (ou subpressão) e a ação sísmica.

A entrega na fundação é, em média, de cerca de 10 a 15% da altura da barragem, permitindo atingir horizontes de maior resistência. A resistência ao deslizamento considera a coesão, melhorada com o aumento da rugosidade da superfície, e o atrito interno, proporcional à força normal exercida na superfície.

A segurança ao deslizamento das principais barragens gravidade de betão portuguesas com perfil maciço foi analisada utilizando uma abordagem probabilística, tendo em vista uma avaliação preliminar dos coeficientes parciais de segurança a usar num formato semi-probabilístico. Para tal foram selecionadas as grandes barragens portuguesas que obedecem às condições referidas, perfazendo um total de 12. São elas (por ordem alfabética): Bouçoais-Sonim, Corgas, Ferradosa, Monte Novo, Olgas, Pedrógão, Penha Garcia, Pretarouca, Raiva, Ranhados, Rebordelo e Sordo.

2. ANÁLISE DA FIABILIDADE ESTRUTURAL

2.1 Abordagem probabilística da segurança

A incerteza existente nos parâmetros que condicionam o desempenho estrutural torna as metodologias probabilísticas fundamentais na avaliação da segurança. Esta análise pode ser realizada usando diferentes níveis de complexidade [2], sendo hoje aceite que métodos simplificados, definindo as grandezas físicas em termos das suas distribuições e a relação entre variáveis, de modo simplificado, usando a matriz de covariância, são os que melhor combinam esforço computacional, informação necessária e precisão.

2.2 Probabilidade de falha

Em termos de fiabilidade estrutural, a segurança é traduzida pela probabilidade de falha do sistema (p_F) ou, de modo equivalente, pelo índice de fiabilidade, β .

O primeiro passo na análise da fiabilidade consiste em definir a função estado limite, g . Neste caso a função estado limite será definida pela diferença entre as forças horizontais estabilizantes e instabilizantes,

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = \sum F, \text{estabilizantes} - \sum F, \text{instabilizantes} \quad (1)$$

onde X_1, X_2, \dots, X_n são as variáveis aleatórias. $Z=0$ é designada de equação estado limite, que separa a região de falha ($Z<0$) da região correspondente à não ocorrência de falha ($Z>0$).

Considerando que as incertezas associadas às variáveis aleatórias são expressas através de funções densidade de probabilidade, pode exprimir-se uma medida do risco em termos de probabilidade de falha, dada pelo integral conjunto destas funções no domínio da região de falha,

$$p_F = \int \cdots \int_{g(\dots) < 0} f_X(x_1, x_2, \dots, x_n) \partial x_1 \partial x_2 \dots \partial x_n \quad (2)$$

onde $f_X(x_1, x_2, \dots, x_n)$ é a função densidade de probabilidade conjunta das variáveis aleatórias. O cálculo analítico deste integral só é possível quando a função estado limite, $g(\dots)=0$, é relativamente simples, sendo o cálculo numérico a solução possível.

2.3 Método de fiabilidade de primeira ordem (FORM)

Neste trabalho foi utilizado, de acordo com o princípio do código modelo [3] e dos Eurocódigos, o método de fiabilidade de primeira ordem (FORM), que aproxima a equação de estado limite pela expansão de Taylor de primeira ordem (linear). Este método permite calcular, para cada problema, a probabilidade de falha e os valores de dimensionamento de cada variável.

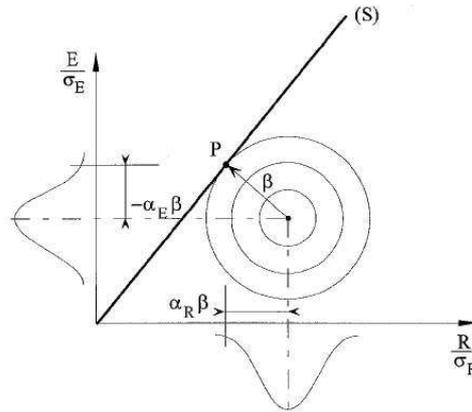


Figura 1. Ponto de cálculo e índice de fiabilidade de acordo com o método de fiabilidade de primeira ordem (FORM) para variáveis com distribuição normal e não-correlacionadas [1].

Na Figura 1 é representado, simplificadamente, o significado físico do índice de fiabilidade, sendo o ponto de dimensionamento, P , dado pelos valores de cálculo das variáveis E (ações) e R (resistências), correspondendo ao ponto da superfície de estado limite mais próximo dos valores médios das variáveis. O índice de fiabilidade (β) é medido na direção do vetor α (co-seno diretor).

Usou-se a formulação de Hasofer-Lind [4] para resolução do método de fiabilidade de primeira ordem. Esta formulação é aplicável para variáveis aleatórias de distribuição qualquer, sendo necessário adaptá-la a funções de estado limite não-lineares. Se a função estado limite fosse linear, a solução seria encontrada em apenas uma iteração por operações trigonométricas. Como isso não acontece neste caso de estudo, o processo é iterativo, aproximando em cada iteração a função de comportamento pela sua tangente no ponto de cálculo respetivo, num espaço normalizado.

Se nem todas as variáveis aleatórias forem normalmente distribuídas, como é comum acontecer em problemas de engenharia, elas podem ser transformadas em variáveis normais equivalentes. Se a função de distribuição acumulada for conhecida e explícita, analítica ou graficamente, pode-se aproximá-la a uma distribuição de variáveis normais estatisticamente independentes, fazendo equivaler os valores das funções densidade de probabilidade e de distribuição acumulada da distribuição original e da distribuição normal equivalente em cada iteração [5].

Utilizou-se a algoritmo de Rackwitz and Fiessler [6] para aplicação da formulação de Hasofer-Lind.

3. MODELAÇÃO DAS AÇÕES

3.1 Considerações gerais

A verificação da segurança é feita para cenários representativos das situações de exploração e de utilização extrema das obras. Assim, é necessário quantificar e combinar as ações de acordo com a sua simultaneidade de ocorrência, por forma a representar as situações referidas.

Em função da variabilidade da sua atuação ou da sua intensidade ao longo do tempo, pode-se considerar a divisão das ações em três categorias: ações permanentes, contínuas de intensidade constante ou pouco variável; ações variáveis, que têm intensidade e/ou zonas de aplicação que variam frequente e/ou significativamente; e ações acidentais, que têm ocorrência ou intensidade excecional.

Considerou-se, como acontece nas NPB [7], o NPA (Nível Pleno de Armazenamento), como a cota constante de água que só perante situações extraordinárias se altera. As grandes cheias, nas quais o nível de água pode atingir o seu valor máximo (NMC, Nível Máximo de Cheia), são consideradas eventos excecionais.

3.2 Modelação das ações

3.2.1 Peso próprio

O peso próprio dos materiais é considerado como uma carga permanente pelo seu carácter contínuo e pouco variável. É dado por,

$$P = \gamma_B \cdot A \quad (3)$$

em que P é o peso da secção transversal da barragem por unidade de desenvolvimento, γ_B é o peso específico do betão e A a área da secção transversal.

A variabilidade desta ação está associada à incerteza com que é conhecido o peso específico do material, γ_B . Esta incerteza advém das incertezas correspondentes aos constituintes do betão. Considerou-se o peso específico médio do betão normal vibrado de $24kN/m^3$, com um coeficiente de variação de 4% [8] e distribuição normal [9].

3.2.2 Impulsos hidrostáticos

As pressões hidrostáticas devem ser definidas para o NPA e para o NMC. O valor dos impulsos dependem da altura e do peso específico da água. O impulso de montante é dado por,

$$I_w = \frac{\gamma_w \cdot H^2}{2} \quad (4)$$

em que I_w é expresso em unidades de força por unidade de desenvolvimento, aplicado a 1/3 da altura de água H , na direção normal ao paramento. O impulso de jusante é dado por,

$$I_{wj} = \frac{\gamma_w \cdot h^2}{2} \quad (5)$$

em que h será a altura de água a jusante.

Esta ação deve ser considerada como variável, sendo que a variação da sua intensidade corresponde predominantemente às flutuações do nível de água. Assume-se o NPA como um nível quase-permanente e o NMC como um valor extremo, com ocorrência pontual no período de vida útil. Atribui-se também uma variação marginal ao peso específico da água (coeficiente de variação de 0,5%), com média de $9,81kN/m^2$ e distribuição normal.

3.2.3 Subpressão

A subpressão é consequência da percolação de água que ocorre nos maciços fraturados quando se instala uma diferença de potencial hidráulico entre montante e jusante. Como resultado são geradas forças que reduzem as tensões normais que se desenvolvem nas potenciais superfícies de deslizamento e, conseqüentemente, reduzem as tensões tangenciais resistentes.

É comum utilizar-se uma cortina de impermeabilização que reduz os caudais percolados, em conjunto com um sistema de drenagem (linha de orifícios verticais, ou subverticais, executados a partir da galeria de drenagem) que permite uma redução substancial da subpressão (Figura 2).

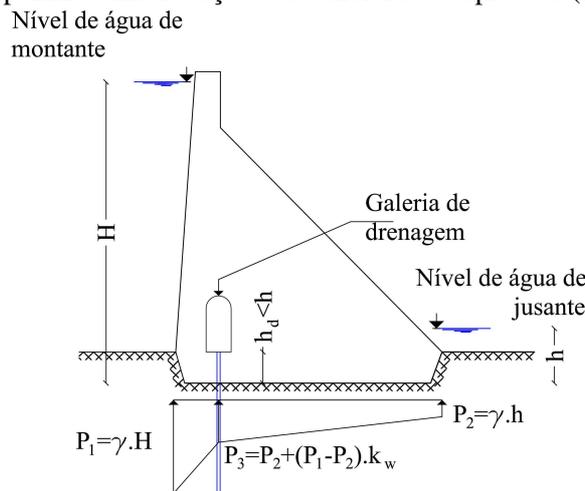


Figura 2. Diagrama simplificado da subpressão.

A questão relevante da avaliação das subpressões prende-se com a percentagem dissipada pela rede de drenagem, quantificada neste estudo pelo fator k_w . As normas portuguesas [7] recomendam que o valor de k_w seja da ordem de 1/3. No entanto, devido a fatores relacionados com a heterogeneidade dos

maciços ou o tipo de sistema de drenagem utilizado, a observação do comportamento das fundações tem revelado diferenças significativas deste fator.

Nestas condições, no presente trabalho optou-se por fazer um tratamento estatístico dos valores das subpressões que se observam nas fundações das barragens, a jusante do plano de drenagem, recorrendo aos registos piezométricos das barragens portuguesas atrás referidas, com o objetivo de se aproximar uma função de distribuição mais adequada ao fator k_w , passando a ser considerada uma variável aleatória do sistema.

Considerando o nível de água na albufeira, a cota do manómetro do piezómetro (local de leitura da pressão), a cota de inserção na fundação e a profundidade enterrada da barragem, foi possível determinar para cada registo o valor de k_w , de acordo com a expressão,

$$P_3 = P_2 + k_w \cdot (P_1 - P_2) \Leftrightarrow k_w = \frac{P_3 - P_2}{P_1 - P_2} = \frac{h_d - h}{H - h} \quad (6)$$

onde P_i é a pressão na secção i , k_w é o fator de quantificação da subpressão na linha dos drenos, H é a altura de água de montante, h é a altura de água a jusante e h_d é a altura da coluna de água a partir da base da galeria.

Foram apenas considerados os elementos das campanhas de observação em que se verificaram cotas de albufeira próximas da sua capacidade máxima de armazenamento. Os dados de observação considerados foram adaptados com o método Bootstrap [10], para que seja atribuído a cada barragem o mesmo peso no histograma obtido (Figura 3), para não condicionar as conclusões a retirar.

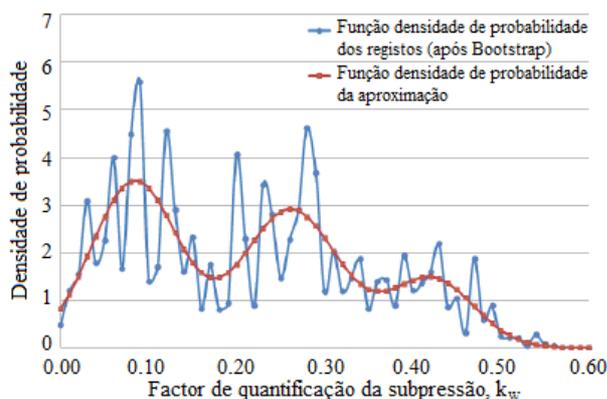


Figura 3a. Distribuição de k_w . Aproximação com três distribuições normais conjugadas.

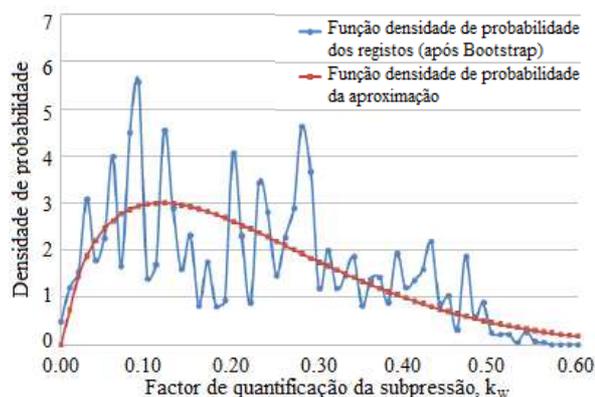


Figura 3b. Distribuição de k_w . Aproximação com uma distribuição beta.

A melhor distribuição obtida, em termos de minimização de diferença do ajuste, foi a que conjuga três distribuições normais ($R^2=0,68$), apresentada na Figura 3a. No entanto, considerou-se a distribuição Beta ($R^2=0,66$), apresentada na Figura 3b, como a mais adequada à descrição pretendida, por ser a que melhor se enquadra na perceção física da grandeza em causa, nomeadamente por ser desprovida de “picos” e de resultar numa probabilidade aceitável de ocorrência de valores superiores a $k_w=0,50$ (cerca de 4%). Esta distribuição apresenta 0,2145 de média e um desvio-padrão de 0,1405.

3.2.4 Impulso passivo a jusante

O encaixe no maciço contraria, a jusante, o potencial movimento ao deslizamento, através da mobilização da resistência ao corte do maciço rochoso. Considerou-se esta resistência como um impulso passivo calculado pela teoria de Rankine. Para estados relativos à iminência do movimento, como os que aqui são caracterizados, limitou-se este impulso a um valor de 1/3 do seu máximo teórico,

$$I_p = \frac{k_p(\phi) \cdot \gamma_s' \cdot h^2}{2} \cdot \frac{1}{3} \quad (7)$$

onde I_p é o impulso passivo mobilizável, k_p é o coeficiente de impulso passivo, γ_s' é o peso específico do maciço saturado, h é a altura enterrada a jusante e ϕ é o ângulo de atrito interno do meio descontínuo correspondente ao maciço em apreço.

A incerteza nestes impulsos pode ser atribuída ao ângulo de atrito interno. Considerou-se como variável do sistema o coeficiente de atrito ($\tan \phi_2$), com coeficiente de variação de 15% [11] em torno de um valor médio função do tipo de maciço, e uma função distribuição log-normal [1].

3.2.5 Ação sísmica e impulso hidrodinâmico de montante

Estudos realizados no âmbito da análise sísmica de barragens gravidade mostraram que a aproximação correspondente a uma análise pseudo-estática é compatível com os resultados obtidos através de uma análise dinâmica [12]. Segundo o método do coeficiente sísmico, que considera o perfil gravidade como corpo rígido, a ação sísmica mobiliza forças de inércia que têm uma componente predominantemente horizontal, potenciando o deslizamento, mas tendo também uma componente vertical, que quando tem o sentido ascendente reduz o esforço normal exercido sobre a superfície de deslizamento. A resposta sísmica pode ser calculada, com aproximação suficiente, considerando o perfil com rigidez infinita e, conseqüentemente, adotar para a aceleração estrutural a aceleração de projeto no maciço de fundação. No entanto, a aceleração deve ser afetada de um coeficiente de ponderação de 0,67 [13], para que não sejam considerados os efeitos dos picos do acelerograma. Por outro lado, para atender à não simultaneidade dos valores máximos nas direções vertical e horizontal, é recomendada a consideração de um coeficiente de ponderação de 0,20 [13].

Na ação sísmica considerou-se a incerteza associada à aceleração espectral de acordo com as disposições da regulamentação europeia [14]. A aceleração máxima é dada por,

$$a_g = a_{gR} \cdot \left(PR / PR_{ref} \right)^{\frac{1}{k}} \quad (8)$$

em que a_g é a aceleração máxima referente ao período de retorno PR, a_{gR} é a aceleração máxima de referência [14] prevista para o período de referencia $PR_{ref}=475$ anos e k é o expoente que depende da sismicidade ($k=1,5$ ou $2,5$ para ação sísmica tipo I ou II, respetivamente).

A probabilidade de ocorrência pode ser definida como,

$$p_\tau = \left(1 - 1/PR \right)^\tau \quad (9)$$

em que p_τ é a probabilidade do valor da aceleração a_g correspondente ao período de retorno PR não ser excedido num período de referencia de τ anos.

Conjugando as equações (8) e (9) é possível descrever analiticamente a função de distribuição acumulada das acelerações sísmicas para as diferentes zonas do território nacional.

As componentes das forças de inércia são dadas por,

$$F_s = M \cdot a_g \cdot c = \frac{W}{g} \cdot \alpha \cdot g \cdot c = \alpha \cdot W \cdot c \quad (10)$$

sendo M a massa da estrutura, a_g a aceleração sísmica, c o coeficiente de ponderação, W o peso da estrutura, g a aceleração da gravidade e α o coeficiente sísmico.

Os sismos provocam também movimentos dinâmicos da água na albufeira, gerando forças de pressão no paramento da barragem. A quantificação das pressões hidrodinâmicas na interface estrutura-água pode ser feita considerando o modelo simplificado de Westergaard [15],

$$I_{ws} = \frac{8 + 3\pi}{24} \cdot c_m \cdot a_g \cdot \rho_w \cdot H^2 \quad (11)$$

onde c_m é um coeficiente que depende da inclinação do paramento, ρ_w é a massa específica da água, H é a altura total de água acima da base e a_g a aceleração horizontal da fundação.

4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO

4.1 Propriedades resistentes

A verificação da segurança ao deslizamento depende das ações e das propriedades resistentes das descontinuidades, nomeadamente da interface betão-rocha ou das descontinuidades naturais no maciço de fundação.

Mesmo que, durante os trabalhos de construção, seja imposta uma maior rugosidade na junta betão-rocha, nada garante que essa seja a superfície de deslizamento, pelo que se consideraram as

características mecânicas de descontinuidades dos maciços, baseado nos estudos de Muralha [11], como descritivas da superfície potencial de deslizamento para todos os casos.

Considerou-se o modelo mais simples para descrever o comportamento ao corte, que consiste na adoção de uma relação elasto-plástica perfeita, caracterizada por uma rigidez tangencial inicial constante, associada ao critério de Mohr-Coulomb [16],

$$\tau = c - \sigma_n \cdot \tan \phi \quad (12)$$

em que τ é a tensão tangencial, c é a coesão, σ_n é a tensão normal e ϕ é o ângulo de atrito interno.

A incerteza desta resistência reside, no valor da coesão e do ângulo de atrito. A variação, em torno do valor médio, do coeficiente de atrito, para qualquer tipo de maciço, é de cerca de 15% [11]. Quanto à coesão, na ausência de estudos que fundamentem a incerteza, considerou-se um coeficiente de variação máximo de 30% [17]. De acordo com o recomendado na regulamentação europeia [1] para os parâmetros de resistência dos materiais, considerou-se que estes seguem uma distribuição log-normal.

4.2 Verificação da segurança em relação aos estados limites

A segurança estrutural foi avaliada para os estados limites últimos (ELU) e de utilização (ELUt).

Os estados limites últimos, equivalentes aos cenários de rotura [18], representam os eventos extremos em que é necessário garantir a segurança da estrutura ao colapso, embora não se garantam as suas condições de serviço. No deslizamento, os casos extremos correspondem às seguintes combinações:

- Combinação sísmica acidental (ELU-CSA) [13]: a estrutura é sujeita a um sismo de grande intensidade em simultâneo com a solicitação NPA na albufeira.
- Combinação hidrostática extrema (ELU-CHE) [13]: a estrutura é solicitada com o NMC na albufeira.

Para o estado limite último, em que se admite a possibilidade cinemática do deslizamento, considera-se que a parcela da coesão é nula pois a rugosidade inicial que impedia o movimento já foi destruída em solicitações menores, sendo a parcela de atrito a que garante a resistência última do sistema.

Os estados limites de utilização, equivalentes aos cenários correntes [18], referem-se ao funcionamento global e de cada elemento em condições normais de serviço, definindo a fronteira para a qual a estrutura é ou não capaz de assegurar a funcionalidade sem ocorrerem danos estruturais. Estas situações são:

- Combinação sísmica rara (ELUt-CSR) [13]: a estrutura é sujeita a um sismo de média intensidade em simultâneo com a solicitação devida ao NPA na albufeira.
- A estrutura é solicitada apenas com o NPA na albufeira.

A *combinação sísmica rara* será assim sempre a condicionante, devendo ser verificada num estado limite de utilização.

A funcionalidade é garantida se os movimentos de corpo rígido e as tensões internas forem pequenos e reversíveis. De acordo com os estudos de Muralha [11], até cerca de 1/3 do valor máximo da resistência, o comportamento das superfícies de descontinuidade é, aproximadamente, elástico linear. Deste modo, para garantir a inexistência de efeitos residuais, limitou-se a resistência mobilizável nos estados limites de utilização a 1/3 da resistência máxima.

4.3 Incertezas dos modelos

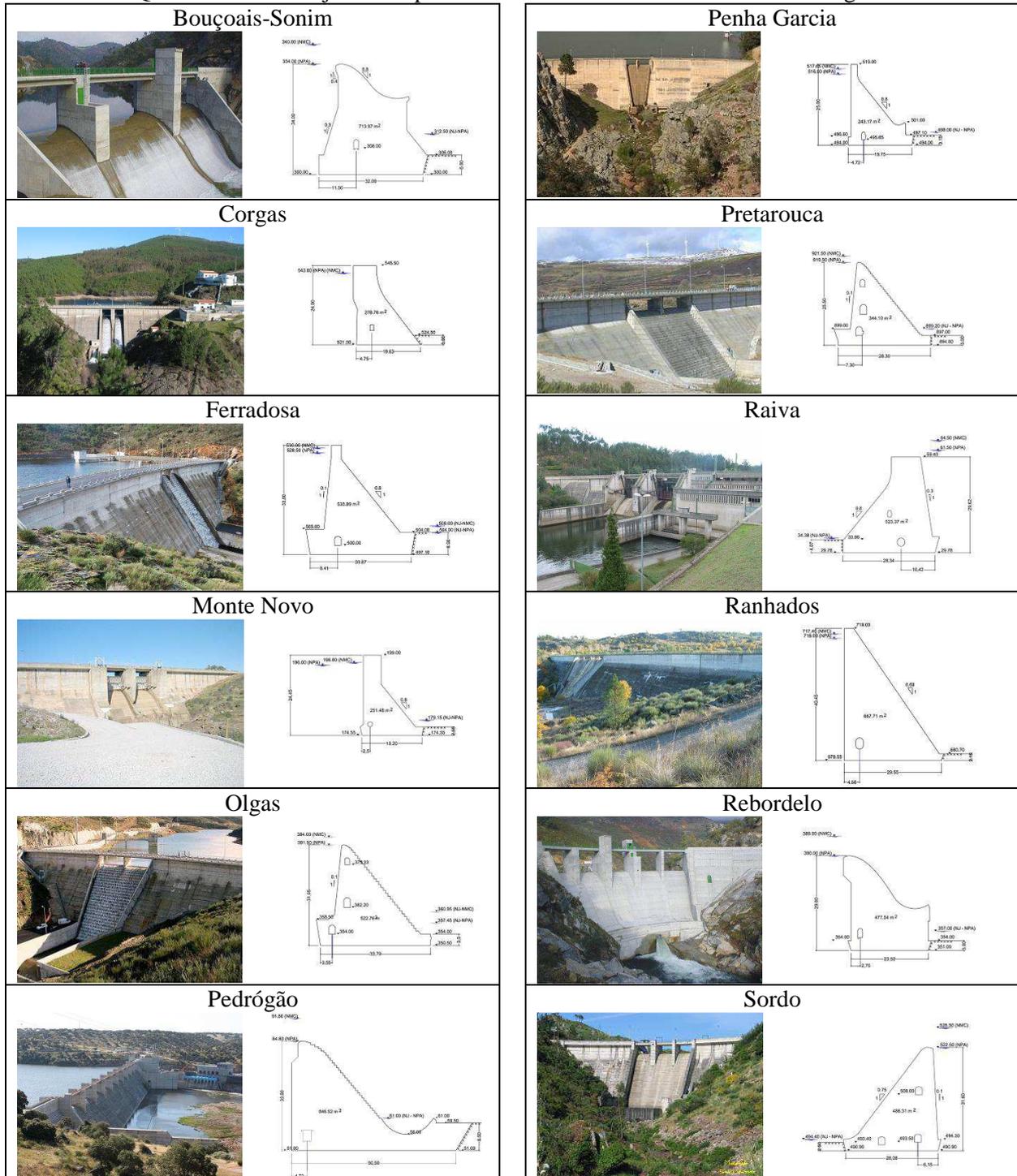
Além da incerteza nas ações e nas propriedades dos materiais, é necessário considerar incertezas que resultam das hipóteses assumidas, dos métodos da análise e da falta de conhecimento sobre as ações e sobre as propriedades resistentes consideradas. Essas incertezas foram contabilizadas na modelação das resistências (θ_R) e das solicitações (θ_S).

Devem considerar-se distribuições log-normais para representar as incertezas dos modelos [1]. Considerou-se prudente garantir uma resistência, em média, 20% superior à introduzida no modelo. Em alguns casos pontuais, esta hipótese pode ser excessiva, pelo que se considerou um desvio-padrão de apenas 10%. As solicitações são, em média, bem modeladas pelas hipóteses assumidas, mas poderão sofrer alterações, principalmente devido ao modelo de análise sísmica utilizado, tendo-se considerado um desvio-padrão de 5%.

5. APLICAÇÕES E ANÁLISE DE RESULTADOS

Em cada uma das 12 barragens seleccionadas foi escolhida a secção mais desfavorável, ou seja, o perfil galgável ou, quando este apresenta uma largura reduzida, o perfil não-galgável (Quadro 1). Na quantificação das ações adotaram-se os seguintes valores determinísticos: $\gamma_B=24kN/m^3$; $\gamma_w=9,81kN/m^3$; $k_w=1/3$; $\tan\Phi_1=1$ (coeficiente de atrito na fundação); $\tan\Phi_2=1$ (coeficiente de atrito do maciço a jusante); $c=200kPa$; e a aceleração sísmica definida na regulamentação de barragens [7].

Quadro1. Vistas de jusante e perfis de cálculo considerados em cada barragem.



De acordo com o algoritmo referido anteriormente [6] realizaram-se as análises de fiabilidade para os ELU e os ELUt. O cálculo foi iniciado com os valores médios das variáveis aleatórias, sendo esse

valor iterativamente atualizado até os valores de cálculo se situarem sobre a função de estado limite e estarem mais próximos da origem do referencial reduzido.

No Quadro 2 resumem-se os resultados obtidos, os quais foram contabilizados em conjunto, permitindo retirar conclusões de índole geral. De acordo com a prática relativa à segurança de barragens [19], aceita-se uma probabilidade de falha, para os ELU, de $p_F=10^{-6}(\beta=4,75)$, e para os ELUt, de $p_F=10^{-4}(\beta=3,72)$. Calcularam-se as tendências, por regressão linear, de cada parâmetro, permitindo o cálculo dos coeficientes para o índice de fiabilidade objetivo.

Quadro 2. Resumo dos índices de fiabilidade, coeficientes de segurança e de combinação e períodos de retorno da ação sísmica de dimensionamento.

Barragem	ELU-CSA					ELU-CHE				ELUt-CSR					
	β	Coef. segurança			PR (anos)	β	Coef. segurança			β	Coef. combinação				PR (anos)
		$\tan\Phi_1$	γ_B	k_w			$\tan\Phi_1$	γ_B	k_w		c	$\tan\Phi_1$	γ_B	k_w	
Bouçoais-Sonim	4,71	0,98	1,02	0,92	27807	6,08	1,48	1,08	1,66	3,85	2,37	2,53	1,01	0,70	2428
Corgas	4,56	0,94	1,02	0,99	8356	6,04	1,46	1,07	1,75	4,22	2,94	2,70	1,01	0,81	831
Ferradosa	4,83	1,01	1,03	1,22	13904	6,37	1,51	1,08	1,82	3,73	2,38	2,45	1,01	0,75	1544
Monte Novo	4,04	0,84	1,01	0,79	5421	7,11	1,78	1,09	1,75	3,84	2,48	2,44	1,01	0,70	978
Olgas	4,82	1,03	1,03	1,33	9146	5,57	1,30	1,07	1,74	3,86	2,49	2,48	1,01	0,77	2258
Pedrógão	3,95	0,81	1,01	0,85	6100	5,81	1,24	1,08	2,08	3,73	2,25	2,34	1,01	0,71	1999
Penha Garcia	4,66	1,02	1,03	1,28	2513	5,30	1,24	1,06	1,72	3,79	2,59	2,44	1,01	0,74	791
Pretarouca	5,05	1,11	1,05	1,67	1523	5,22	1,18	1,06	1,82	4,10	2,88	2,55	1,01	0,84	1500
Raiva	4,72	0,98	1,02	1,14	13384	5,75	1,37	1,07	1,75	3,66	2,21	2,39	1,01	0,72	3758
Ranhados	5,07	1,15	1,04	1,45	2618	5,72	1,39	1,06	1,7	3,31	2,19	2,44	1,01	0,74	315
Rebordelo	4,80	1,02	1,02	1,00	20951	5,45	1,32	1,06	1,61	3,78	2,34	2,51	1,01	0,71	2032
Sordo	5,08	1,13	1,03	1,47	3763	4,82	1,13	1,05	1,69	3,67	2,33	2,45	1,01	0,76	1027

No Quadro 3 são apresentados os valores obtidos para os estados limite considerados, correspondentes ao índice de fiabilidade objetivo.

Quadro 3. Coeficientes parciais de segurança e de combinação e períodos de retorno da ação sísmica para os estados limite considerados, correspondentes ao índice de fiabilidade objetivo.

Combinação	β	Resistências				Ações		
		c	$\tan\Phi_1$	$\tan\Phi_2$	γ_B	γ_w	k_w	PR (anos)
ELU-CSA	4,75	-	1,02	1,00	1,03	1,00	1,21	9633
ELU-CHE	4,75	-	1,08	1,00	1,05	1,00	1,73	-
ELUt-CSR	3,72	2,38	2,45	-	1,01	1,00	0,74	1316

A verificação para estes estados limite pode ser traduzida pelas expressões,

$$\text{ELU-CSA: } \left(\frac{N_k}{1,03} - U_d - F_{V,9633}^S \right) \cdot \frac{\tan \phi_k}{1,02} + \frac{I_{p,k}}{3} + I_{WJ,k}^{NPA} \geq I_{HW,k}^{NPA} + F_{H,9633}^S + F_{H,9633}^{HD} \quad (13)$$

$$\text{ELU-CHE: } \left(\frac{N_k}{1,05} - U_d \right) \cdot \frac{\tan \phi_k}{1,08} + \frac{I_{p,k}}{3} + I_{WJ,k}^{NMC} \geq I_{HW,k}^{NMC} \quad (14)$$

$$\text{ELUt-CSR: } \left(\frac{N_k}{1,01} - U_d - F_{V,1316}^S \right) \cdot \frac{\tan \phi_k}{2,45} + \frac{c}{2,38} + I_{WJ,k}^{NPA} \geq I_{HW,k}^{NPA} + F_{H,1316}^S + F_{H,1316}^{HD} \quad (15)$$

sendo que U_d é obtido considerando $k_w=f \cdot 1/3$, sendo $f=1,21$ para os ELU-CSA, $f=1,73$ para os ELU-CHE e $f=0,74$ para os ELUt-CSR.

6. CONCLUSÕES

Os resultados apresentados permitem concluir, como seria de esperar, que as ações sísmicas condicionam a segurança dos perfis gravidade. No entanto, para os períodos de retorno considerados na regulamentação de barragens, a segurança é, em geral, verificada.

No que diz respeito ao efeito da subpressão, os valores característicos recomendados na regulamentação portuguesa afiguram-se pouco exigentes. Mesmo havendo uma maior sensibilidade aos valores das acelerações sísmicas, os valores de dimensionamento da subpressão podem ser maiores que os previstos nas NPB.

Quanto aos coeficientes parciais de segurança das propriedades resistentes, os resultados mostram, para os ELUt, uma influência praticamente idêntica do coeficiente de atrito e da coesão. Para os ELU, a segurança é mais distribuída nas restantes grandezas que o previsto nas NPB [7], impossibilitando uma comparação direta.

Para os ELU-CSA, apenas as barragens de Monte Novo e Pedrógão apresentam índices de fiabilidade inferiores ao valor objetivo. Isto deve-se ao facto de estarem localizadas no Alentejo, região de elevada perigosidade sísmica.

Para os ELUt, a barragem de Ranhados é a única que tem um índice de fiabilidade inferior ao valor objetivo, por se tratar do perfil não-galgável mais alto, mas com uma pequena entrega no maciço rochoso de fundação.

7. REFERÊNCIAS

- [1] NPEN1990. *Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas*. CEN, 2009.
- [2] A.A.R. Henriques. *Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural*. FEUP, 1998.
- [3] JCSS - *Joint Committee on Structural Safety. Part1: Basis of design*. Probabilistic Model Code, 2000.
- [4] A. Haldar and S. Mahadevan. *Reliability assessment using: Stochastic finite element analysis*. Wiley, 2000.
- [5] F. Rosenblatt. *Remarks on a multivariate transformation*. The annals of mathematical statistics, 23(3):470–472, 1952.
- [6] R. Rackwitz and B. Fiessler. *Structural reliability under combined random load sequences*. Computers and structures (9): 489-494, 1978.
- [7] NPB. *Normas de Projeto de Barragens*. Lisboa, 1993.
- [8] L. Neves e P. Cruz. *Introdução à Análise Probabilística Simplificada da Segurança Estrutural*. Universidade do Minho, 2001.
- [9] NPEN1991-1-1. *Eurocódigo 1, Parte 1-1: Ações em estruturas, ações gerais*. CEN, 2009.
- [10] B. Efron and R. Tibshirani. *Na Introduction to the Bootstrap*. Chapman and Hall, 1993.
- [11] J.D. Muralha. *Abordagem probabilística do comportamento mecânico de descontinuidades de maciços rochosos*. IST, 1995.
- [12] B. Fonseca. *Análise sísmica de barragens de gravidade em betão*. IST, 2009.
- [13] CFBR – *Comité Français des Barrages et Réservoirs. Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids*. Recommandations provisoires, 2006.
- [14] NPEN1998-1. *Projeto de estruturas para resistência aos sismos*. Norma Portuguesa, 2010.
- [15] H.M. Westergaard. *Water Pressures on Dams during Earthquakes*, Transactions of ASCE, 1933.
- [16] A.L. Batista, *Análise do comportamento ao longo ao tempo de barragens abóbada*. IST, 1998.
- [17] J.O. Pedro. *Coefficientes de segurança e probabilidades de deslizamento pela superfície da fundação de barragens gravidade*. Publicação do autor (Versão provisória), 2011.
- [18] RSB. *Regulamento de Segurança de Barragens*. Lisboa, 2007.
- [19] J.O. Pedro. *Barragens abóbada. Coeficientes de funcionalidade e segurança e probabilidades de incidente e acidente, para cenários de degradação do betão*. LNEC, 2007.