

**VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AOS SISMOS DE ESTRUTURAS
PORTUÁRIAS DE GRAVIDADE COM INFRA-ESTRUTURA EM CAIXOTÃO,
APLICANDO A METODOLOGIA POR AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO**

**PERFORMANCE BASED DESIGN APPLIED IN THE SEISMIC DESIGN FOR
GRAVITY PORT STRUCTURES WITH CAISSONS**

Dias, Marlene, *WW – Consultores de Hidráulica e Obras Marítimas, S.A., Loures, Portugal*,
marlene.dias@wwsa.pt

Bilé Serra, J., *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal*, biles@lnec.pt

RESUMO

A verificação da segurança aos sismos de estruturas portuárias assume grande relevância no contexto nacional pela conjugação de dois factores: a perigosidade sísmica da faixa costeira continental e da Região Autónoma dos Açores e a importância sócio-económica que este tipo de infra-estruturas representa para o País. Nesta comunicação é analisada a resposta de estruturas de gravidade com infra-estrutura em caixotão a diversos sismos ocorridos nas últimas duas décadas. Revê-se, de forma crítica, a Metodologia por Avaliação de Desempenho aplicada às estruturas portuárias de gravidade. Apresenta-se, em detalhe, a aplicação do método no estudo de três níveis diferentes de sofisticação de uma análise sísmica geotécnica, no que diz respeito aos seus fundamentos teóricos e científicos.

ABSTRACT

Seismic design of port structures is a major issue of national relevance due to the association of two factors: the seismicity of the coast line and the social-economic importance of this type of structures to Portugal. This work presents the seismic behaviour of gravity quay walls with caisson structure due to earthquakes that occurred in the last two decades. The presentation in this work of the Performance Based Design intends to use the method as a way of controlling damages due to earthquake motions and consequently minimize economic losses associated with reconstruction and non-operation of port facilities.

1. INTRODUÇÃO

No âmbito portuário, os sismos podem provocar danos estruturais e não estruturais capazes de perigar não só pessoas e equipamentos, como comprometer a operacionalidade dum porto. É, assim, importante encontrar formas de, para além de salvaguardar vidas humanas e evitar o colapso das estruturas portuárias, mitigar as consequências sobre a operacionalidade, através da verificação de segurança a estados limite de desempenho. Nesta comunicação, aborda-se a Metodologia de Avaliação de Segurança por Desempenho aplicada às infra-estruturas portuárias de gravidade sob acção sísmica.

2. AS ESTRUTURAS PORTUÁRIAS E OS SISMOS

Ao longo da costa portuguesa existe um elevado número de portos, distinguindo-se entre si pelas suas funções e dimensão. Apesar de Portugal se situar numa zona de sismicidade

moderada, é plausível antecipar que os sismos de intensidade moderada possam provocar deformações limitadas nas estruturas portuárias, em oposição às deformações catastróficas, ou até mesmo ao colapso, como consequência de sismos de grande intensidade. Apesar de alguns dos danos provocados por estas deformações limitadas serem reparáveis, os prejuízos económicos dos agentes portuários podem atingir expressão indesejável, uma vez que para a sua reparação se torna necessário interromper a actividade do porto. No caso de sismos de maior magnitude, estes prejuízos assumem garantidamente expressão mais significativa.

Os danos sísmicos nas estruturas portuárias não dependem apenas das características do sismo, mas também das condições geológico-geotécnicas, das características estruturais, dos métodos construtivos utilizados, da idade e das condições de conservação da estrutura portuária. As deformações observadas devem-se, essencialmente, a deslocamentos e a rotação no sentido do mar e a assentamento das estruturas. No caso do terreno de fundação da estrutura ser suficientemente deformável, a deformação da fundação poderá potenciar as deformações acima referidas, acompanhado de desarranjo significativo do material do terraplano.

3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AOS SISMOS DE ESTRUTURAS PORTUÁRIAS DE GRAVIDADE

3.1. Metodologia Tradicional versus Metodologia por Avaliação de Desempenho em Engenharia Sísmica

A metodologia tradicional de dimensionamento estrutural, presente na maioria dos códigos e normas, baseia-se na garantia de inexistência de colapso da estrutura e na salvaguarda de vidas humanas para uma dada acção sísmica de projecto. Os sismos ocorridos na década de 1990 evidenciaram que a metodologia tradicional cumpria, de um modo geral, os seus objectivos. De facto, o número de vítimas registado decresceu significativamente para níveis muito baixos – face às magnitudes registadas – no decorrer das últimas décadas do século XX. No entanto, as perdas económicas decorrentes dos danos estruturais levaram a repensar o método de dimensionamento estrutural face à acção sísmica, com migração para a denominada verificação da segurança por avaliação do desempenho. Tendo inicialmente sido desenvolvida para edifícios, cedo se percebeu a necessidade de alargar o seu âmbito a outros tipos de estruturas como é o caso das pontes (Floren, *et al.* 2001), das barragens ou das estruturas portuárias (PIANC, 2001).

3.2. Metodologia por Avaliação de Desempenho em Estruturas Portuárias

No que concerne às estruturas portuárias de gravidade, a metodologia tradicional consiste na verificação da segurança da estrutura: (i) ao deslizamento, (ii) ao derrubamento, ao nível das juntas horizontais, (iii) ao deslizamento global da estrutura e (iv) à insuficiência da capacidade de carga da fundação, não permitindo, no entanto, avaliar o desempenho da estrutura no que respeita à deformação nela induzida ou aos efeitos sobre estruturas adjacentes.

O investimento inicial – ao nível do projecto – da metodologia por avaliação de desempenho traduzir-se-á numa menor extensão de danos sísmicos e numa diminuição nos custos esperados de reparação ao longo da vida da obra. Para a aplicação da metodologia às estruturas portuárias de gravidade com infra-estrutura em caixotão, é necessário definir três aspectos fundamentais: os *níveis de danos*; os *níveis de intensidade (grandeza) da acção sísmica* e, finalmente, os *níveis de desempenho*. O *tipo de análise* a considerar constitui outro aspecto fundamental do método, uma vez que deve ser adequado à importância da estrutura, à fase do estudo, e ainda à intensidade da acção sísmica.

3.2.1. Definições prévias à avaliação de desempenho

O nível de desempenho sísmico exigido para a estrutura é definido tendo por base o nível de danos tolerado. Como passo prévio à definição deste, torna-se fundamental caracterizar os factores nível de dano e acção sísmica. A definição dos níveis de dano relaciona-se com o nível de risco tolerado para a estrutura: a sua caracterização envolve a capacidade estrutural e operacional da estrutura portuária (Quadro 1).

Quadro 1 – Níveis de Danos

Níveis de danos	Danos Estruturais (custos directos)	Danos Operacionais (custos indirectos)
I: Operacional	Poucos danos ou ausência deles	Pequena perda das condições de serviço ou manutenção total daquelas condições
II: Reparável	Danos controláveis *	Perda das condições de serviço num curto prazo **
III: Perto do colapso	Grandes danos, perto do colapso	Perda total, ou num longo prazo, das condições de serviço
IV: Colapso ***	Perda total da estrutura	Perda total das condições de serviço

* Com resposta plástica e deformação residual limitadas; ** Estrutura inoperacional, por motivos de reparação dos danos, num prazo curto; *** Sem consequências significativas para o ambiente.

A associação dos níveis de intensidade sísmica com os níveis de dano permite definir níveis de desempenho. Para assegurar um adequado nível de segurança e de condições de operacionalidade, o nível inferior da acção, aqui designado por *Acção Sísmica de Nível 1 (AS1)*, é associado a uma acção sísmica com probabilidade elevada de excedência durante a vida útil da estrutura. Por sua vez, para salvaguardar modos controlados de resposta sísmica, por forma a limitar a extensão dos danos sísmicos, a *Acção Sísmica de Nível 2 (AS2)* fica associada a eventos sísmicos com intensidade superior a um limiar de reduzida probabilidade de excedência.

Quadro 2 – Nível de Danos em função dos Níveis de Desempenho e de Acção Sísmica

Nível de desempenho	Acção sísmica	
	AS1	AS2
1	I: Operacional	I: Operacional
2	I: Operacional	II: Reparável
3	I: Operacional	III: Perto do colapso
4	II: Reparável	IV: Colapso

Os níveis de desempenho definem-se por exigências de desempenho, face a ambos os tipos de acção sísmica. Expressam-se na forma de unidades com significado em Engenharia (deslocamentos, extensões, curvaturas ou tensões). A título ilustrativo, o Quadro 2 define quatro níveis de desempenho, por ordem crescente de danos admitidos. As exigências de desempenho variam com a filosofia de segurança do Dono de Obra e, naturalmente, com a importância da estrutura portuária (cf. Quadro 3).

3.2.2. Aplicação da metodologia às estruturas portuárias de gravidade

A aplicação da metodologia por avaliação de desempenho passa, em primeiro lugar, pela escolha de um nível de desempenho, por exemplo com base no Quadro 3. Após a caracterização dos níveis de danos, há que traduzi-los sob a forma de *critério de danos*, ou seja, estados limites, expressos em grandezas de engenharia. A avaliação do desempenho realiza-se pela comparação dos parâmetros de resposta numa análise sísmica da estrutura com o critério de danos.

A estabilidade da estrutura aos impulsos sísmicos é garantida pelo atrito mobilizável na base e pela massa da estrutura. Se o terreno de fundação tiver deformabilidade reduzida, os modos de rotura típicos envolvem deslocamentos e rotações no sentido do mar. No caso de aterros soltos

no tardoz da estrutura, ou no caso do solo de fundação em areias soltas, aqueles modos envolvem, ainda, rotações de elevada amplitude, assentamentos e deformação na base da estrutura. A ocorrência exclusiva de deslocamento horizontal e/ou de assentamentos uniformes pode não reduzir significativamente a margem de segurança. Contudo, a rotação da estrutura pode reduzir substancialmente a estabilidade residual e conduzir a uma condição inaceitável no que se refere à estabilidade. Ichii (2003) apresentou um critério de danos baseado numa avaliação da extensão dos danos observados no Porto de Kobe, após os sismos de 1995, e nos respectivos custos de reparação. Com base em 36 casos, Ichii propôs um critério de danos com quatro níveis, decrescentes em exigência, do Nível I até ao Nível IV, cada um relacionando o deslocamento residual no topo da estrutura, normalizado pela respectiva altura, com os custos de reparação por metro de extensão da frente da estrutura (cf. Quadro 4).

Quadro 3– Níveis de Desempenho baseados na Importância das Estruturas Portuárias

Nível de desempenho	Definição baseada nos efeitos do sismo na estrutura	Importância da estrutura
1	a) Estruturas críticas capazes de originar elevadas perdas de vidas humanas e de bens materiais, devido aos danos provocados pelo sismo. b) Estruturas fundamentais que são dimensionadas para garantir as condições de serviço após o sismo. c) Estruturas críticas que contenham ou suportem material perigoso. d) Estruturas críticas cujo encerramento terá efeitos devastadores nas actividades económicas e sociais da zona danificada pelo sismo.	Classe Especial (E)
2	Estruturas com efeitos menores dos que os enunciados de a) a d) no nível de desempenho 1 ou, e) Estruturas que, se danificadas, são de difícil recuperação.	Classe E ou Classe A
3	Estruturas correntes com níveis de desempenho que não os níveis 1, 2 e 4.	Classe A ou B
4	Estruturas pequenas e facilmente recuperáveis.	Classe B ou C

Quadro 4– Resumo do Critério de Danos proposto por Ichii (2003)

Níveis de danos	Deslocamento no topo da estrutura normalizado	Custo de reparação (€m)
Nível I	1.5 a 5%	3500
Nível II	5 a 10%	6500
Nível III	10 a 15%	32 500
Nível IV	Superior a 15%	97 500

3.2.3. Tipos de análise sísmica

A análise sísmica de estruturas portuárias de gravidade comporta *quatro passos fundamentais*: a caracterização da sismicidade local, a identificação dos perigos sísmicos, a definição de um modelo para análise e a análise propriamente dita, podendo esta assumir complexidade e pormenorização diversas. Tipicamente podem ser catalogadas pela complexidade em *simplificada, dinâmica simplificada e dinâmica*. A adopção de um dos tipos de análise dinâmica depende da importância da estrutura e do nível de desempenho esperado.

Análise simplificada

A *análise simplificada* é indicada para obter uma primeira aproximação do nível de segurança da estrutura em relação ao seu colapso. Baseia-se na abordagem convencional do equilíbrio de forças, combinada com a análise estatística de casos de estudo. Os métodos desta categoria, ditos *pseudo-estáticos*, são os correntemente adoptados no dimensionamento anti-sísmico. As estruturas de gravidade são idealizadas como blocos rígidos compostos pelas massas da estrutura de suporte e do terreno suportado. Pretende-se assegurar coeficientes de segurança mínimos relativamente aos diversos mecanismos potenciais de rotura. Os movimentos sísmicos são representados por uma aceleração de pico, sendo a resistência sísmica avaliada com base nas condições estruturais e geotécnicas, normalmente expressas em termos de uma aceleração de cedência. Tradicionalmente, no âmbito da análise simplificada, os impulsos sísmicos são

estimados pela aplicação do *método de Mononobe-Okabe* (Okabe, 1924 e Mononobe e Matsuo, 1929). Este método é uma extensão da teoria de Coulomb de equilíbrio limite da cunha de solo activa (ou passiva) quando sujeita a uma aceleração pseudo-estática. São conhecidas as limitações de aplicabilidade – em especial se se considerar que na fronteira da cunha de rotura se desenvolve uma situação de resistência residual – e o aparente desajuste dos impulsos assim calculados com algumas roturas sísmicas documentadas na bibliografia.

Koseki *et al.* (1998) propuseram um método pseudo-estático alternativo a este método, aplicável mesmo para valores de aceleração elevadas. Baseia-se na optimização da cunha de rotura sujeita ao equilíbrio de forças mássicas e de inércia e à mobilização de resistência à Mohr-Coulomb nas interfaces. Ao contrário do método M-O, são considerados os efeitos da formação da superfície de rotura no aterro e da diminuição da resistência ao corte ao longo da mesma. Este método, originalmente designado por “*Failure Plane Method*”, será aqui designado por *método FP*.

Análise dinâmica simplificada

A *análise dinâmica simplificada* permite avaliar a distribuição de deslocamentos, tensões e deformações com base em modos de rotura assumidos. A estrutura é idealizada como um bloco rígido cujo deslocamento/rotação é determinado através da dupla integração da história da aceleração linear e/ou angular, para valores superiores ao valor de cedência, até que o bloco se imobilize relativamente à base. Os movimentos sísmicos são representados por histórias de aceleração na base da estrutura. As condições resistentes estruturais e geotécnicas são representadas por uma aceleração de cedência, para o deslizamento ou para a rotação.

Neste âmbito, o método de aplicação mais frequente é o de Newmark (1965). Baseia-se na analogia entre a estabilidade de um talude e a dum bloco sobre um plano inclinado, para estimar deslocamentos permanentes de um talude em rotura quando sujeito a movimento sísmico. Para cada excursão de aceleração acima da aceleração de cedência, o deslocamento relativo é incrementado numa quantidade proporcional ao excesso de aceleração relativamente à aceleração de cedência e ao quadrado da duração dessa excursão. As equações de movimento propostas por Newmark foram desenvolvidas para um impulso rectangular de aceleração sísmica. Na realidade, os movimentos sísmicos superficiais são irregulares com alternância repetida do sinal da aceleração. É, assim, necessário um algoritmo substituto da expressão original de aplicação restrita. Adaptou-se ao caso do deslizamento numa estrutura em caixotão, um algoritmo anteriormente desenvolvido em Mathcad por (Salgueiro e Brás, 2006). A estrutura de cálculo deste algoritmo baseia-se na dupla integração no tempo da diferença entre a aceleração instantânea e a aceleração de cedência, recorrendo ao método de integração passo a passo de Newmark, com parâmetros (γ, β) iguais a $(0,5; 0,25)$. O algoritmo aqui utilizado considera apenas o deslocamento devido a um movimento de translação da estrutura, não contemplando a sua rotação, a deformação da fundação, a liquefacção da fundação ou do aterro arenoso.

Análise dinâmica

A *análise dinâmica* permite avaliar de forma directa os modos de rotura e a amplitude dos campos de deslocamento, tensão e extensão (residuais e totais). Baseia-se na consideração explícita da interacção solo-estrutura, geralmente recorrendo ao Método dos Elementos Finitos ou ao Método das Diferenças Finitas. Os efeitos dos movimentos sísmicos são representados por um conjunto de movimentos na fronteira do sistema solo-estrutura. A resposta da estrutura é idealizada como linear ou não linear, dependendo da intensidade do movimento sísmico face ao limite elástico da estrutura e do terreno.

4. EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Ilustra-se seguidamente a verificação de segurança ao deslizamento por avaliação de desempenho através da aplicação a uma estrutura portuária de gravidade com infra-estrutura em caixotão. Para o efeito, serão utilizadas duas aplicações informáticas desenvolvidas em Mathcad para concretização do método simplificado (Dias, 2008) e do método simplificado dinâmico.

4.1. Definição do Caso de Estudo

A Figura 1 representa a secção transversal do caixotão para o qual foram considerados os seguintes pressupostos: (i) 80% do caixotão é constituído pelo enrocamento de preenchimento das células e os restantes 20% pelo betão armado das paredes e da laje de fundação; (ii) o terraplino é constituído por enrocamento de granulometria extensa (TOT); (iii) o caixotão encontra-se assente sobre um prisma de enrocamento com 2 m de espessura; (iv) a deformabilidade do terreno natural de fundação é suficientemente baixa, para poder ser considerado “indeformável”, face aos restantes elementos em análise (prisma de fundação e prisma de TOT no tardo); (v) a sobrecarga no terraplino apenas será contabilizada para efeitos de impulsos activos estáticos, não se considerando os respectivos efeitos inerciais sísmicos (vi) o nível da água do mar corresponde ao Nível Médio da maré em Portugal Continental, (+2.00m)ZH, idêntico no tardo e na frente da estrutura; (vii) altura da estrutura é de 19 m.

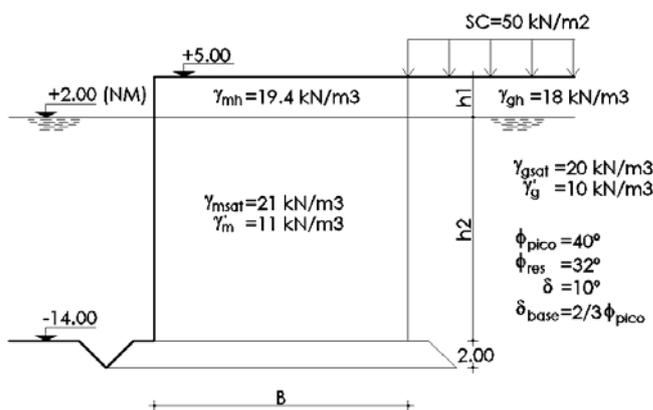


Figura 1 - Geometria do Caso de Estudo

Como dados de base da estrutura, tomaram-se os seguintes valores de pesos volúnicos: emerso ($\gamma_{mh}=19,4 \text{ kN/m}^3$), saturado submerso ($\gamma_{msat}=21 \text{ kN/m}^3$). Considerou-se, ainda, o peso volúmico da água do mar ($\gamma_w=10,0 \text{ kN/m}^3$) e uma percentagem de 50% da sobrecarga total, aplicada no terraplino. O aterro apresenta os seguintes parâmetros (ângulos) de resistência ao corte: de pico, ϕ_{pico} , de 40° , residual, ϕ_{res} , de 32° , na interface entre a estrutura e o aterro, δ , igual a 10° e na interface entre a estrutura e a fundação, δ_{base} , igual a $2/3 \phi_{pico}$. Os pesos volúnicos relevantes são: o emerso ($\gamma_{gh}=18 \text{ kN/m}^3$) e o submerso saturado ($\gamma_{gsat}=20 \text{ kN/m}^3$).

4.2. Aplicação da Metodologia por Avaliação do Desempenho

4.2.1. Definições preliminares à aplicação da metodologia

Na definição do critério de danos, tomou-se como referência o proposto por Ichii (2003), tendo presente que a altura total da estrutura é de 19m. Foram consideradas duas zonas sismogénicas distintas: a oceânica (O) (sismicidade inter-placa) e a continental (C) (sismicidade intra-placa), cada uma das quais associadas a dois valores distintos de períodos de retorno: 975 anos (nível AS1) e 3000 anos (nível AS2). Para os acelerogramas artificiais inter-placa a duração da fase intensa e a duração total é de 30 s e 36 s, respectivamente. As durações correspondentes à acção intra-placa são, por sua vez, 10 s e 12 s. Considerou-se ser A o grau de importância da estrutura, ao qual corresponde, de acordo com o Quadro 3, o nível de desempenho 2. Para este nível de

desempenho, a estrutura deverá ser dimensionada para os níveis de danos I para AS1 e II para AS2 (Quadro 2), isto é, o deslocamento máximo admissível no topo da estrutura é de 30 cm e 1 m, respectivamente, para a AS1 e para AS2 (cf. Quadro 7). Os valores adoptados para a aceleração máxima nos quatro casos de acção sísmica derivam dos valores de base do RSA e do EC8, posteriormente multiplicados por 1.2 devido ao grau de importância considerado para a estrutura. São eles: 0.134g, 0.216g, 0.196g e 0.330g, respectivamente, para as acções AS1O, AS1C, AS2O e AS2C. Cada acelerograma artificial é uma realização dum processo estocástico, estacionário, gaussiano, ergódico e de média nula, como ilustrado na Figura 2.

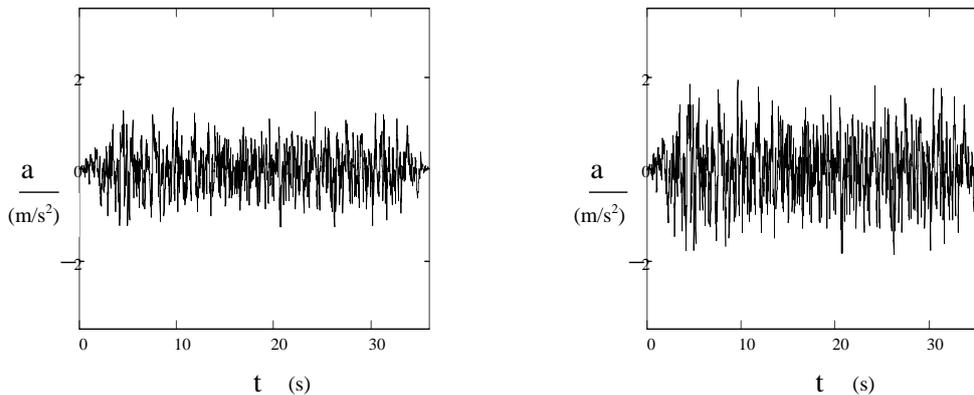


Figura 2 – Acelerogramas das Acções a) AS1O e b) AS2O

4.2.2. Análise sísmica

Para o pré-dimensionamento da estrutura, isto é, da largura do caixotão B, recorreu-se ao método *FP*. Foi adoptado o critério de que para o valor máximo de aceleração da acção sísmica AS1, fosse garantido um factor de segurança ao deslizamento mínimo de 1.1.

Análise simplificada

Assumiu-se que a rotura activa inicial ocorre para um coeficiente sísmico horizontal crítico, k_{her1} , nulo, ou seja, que a rotura activa inicial corresponde à cunha de rotura activa da Teoria de Coulomb. No processo de pré-dimensionamento procedeu-se, em primeiro lugar, à determinação da curva de mobilização do impulso em função do nível de aceleração. Obtiveram-se sucessivamente, por aplicação do método *FP*, quatro cunhas de rotura (cf. Figura 3 e Quadro 5).

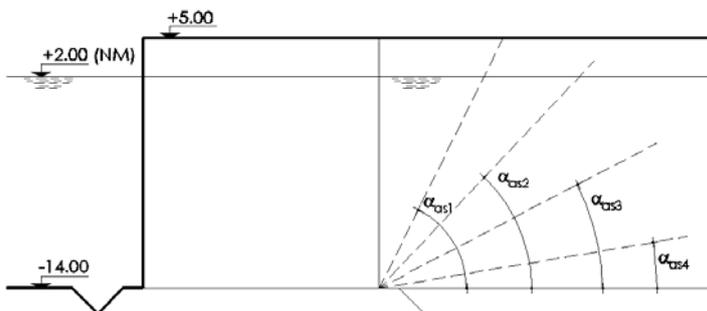


Figura 3 - Ilustração das sucessivas cunhas de rotura activas.

Quadro 5 – Inclinação das cunhas e respectivo coeficiente sísmico

Cunha de rotura activa	Inclinação da cunha de rotura activa, α_{asi}	Coefficiente de acção sísmica crítico, k_{hcr}
1ª Cunha	$\alpha_{as1} = 63.7^\circ$	$k_{hcr1} = 0$
2ª Cunha	$\alpha_{as2} = 46.6^\circ$	$k_{hcr2} = 0.221$
3ª Cunha	$\alpha_{as3} = 27.6^\circ$	$k_{hcr3} = 0.393$
4ª Cunha	$\alpha_{as4} = 9.5^\circ$	$k_{hcr4} = 0.507$

Na Figura 4 é possível observar a variação do coeficiente de impulso activo sísmico, com o aumento de k_h , em função do método de cálculo utilizado.

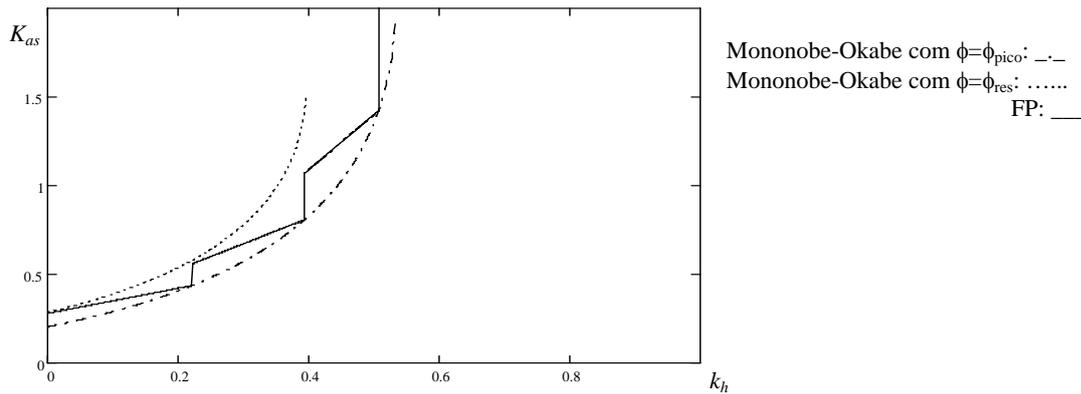


Figura 4 - Variação do Coeficiente de Impulso Activo, K_{as} , com o Coeficiente Sísmico Horizontal, k_h , com $k_v=0$ e $\psi=\beta=\delta=0^\circ$

Analisando a Figura 4 é possível constatar os limites de aplicabilidade do método de Mononobe-Okabe. As descontinuidades na curva representativa de K_{as} calculado pelo método FP, correspondem à formação de cada uma das cunhas de rotura activas com o aumento de k_h . O coeficiente de acção sísmica k_h que leva à mobilização da segunda cunha de rotura é igual a 0.221, superior à aceleração máxima do nível de acção sísmica AS1, igual a 0.216, pelo que a estrutura será dimensionada para o solo com a resistência ao corte residual ao longo da interface da primeira cunha de rotura activa. Conhecidos o nível de acção sísmica e o respectivo coeficiente de impulso activo sísmico, é possível calcular todas as forças actuantes sobre a estrutura. Utilizando o método do factor de segurança global, determinou-se a largura do caixotão que verifica a segurança, correspondente a $B=22.78$ m.

No início da mobilização das cunhas de rotura activas, os valores de B obtidos pelo método FP são próximos dos obtidos pelo método de Mononobe-Okabe com ϕ_{res} (Figura 5), aproximando-se dos valores obtidos pelo método de Mononobe-Okabe com ϕ_{pico} , à medida que a acção sísmica aumenta e se aproxima o início de mobilização de nova cunha de rotura. Para o nível de acção sísmica definido para o pré-dimensionamento da estrutura, $k_h=0.216$, a mobilização da segunda de rotura encontra-se iminente, pelo que B calculado pelo método FP, igual a 22.78 m, está próximo do calculado pelo método de Mononobe-Okabe com ϕ_{pico} , igual a 22.63 m, mas distante do obtido pelo método de Mononobe-Okabe com ϕ_{res} , igual a 28 m. Este facto concretiza a ideia subjacente ao método FP de que é fundamental conhecer a formação das cunhas de rotura activas, de modo a que, para o sismo de projecto seja possível conhecer qual a cunha mobilizada e, conseqüentemente, qual o coeficiente de impulso activo sísmico.

Análise dinâmica simplificada

Com o pré-dimensionamento da estrutura concluído, procedeu-se ao cálculo dos deslocamentos máximos no topo da estrutura. Foi seguidamente aplicado o método de Newmark para o cálculo

do deslocamento relativo permanente no topo da estrutura, para os níveis de acção sísmica definidos. Tendo como ponto de partida a geometria de pré-dimensionamento obtida através da análise simplificada, realizaram-se os cálculos dos deslocamentos permanentes no topo da estrutura para AS1 e para AS2. Os deslocamentos obtidos para $B = 22.78\text{ m}$ foram considerados sem significado prático, pelo que se realizou um cálculo iterativo com o objectivo de encontrar uma dimensão de B que cumprisse o critério de danos especificado. A dimensão B é, assim, igual a 10 m, à qual correspondem as respostas temporais de deslocamento e de velocidade relativa, conforme exemplificado na Figura 6 para os cálculos AS1O e AS2O. O resumo dos valores de pico das respostas é apresentado no Quadro 6.

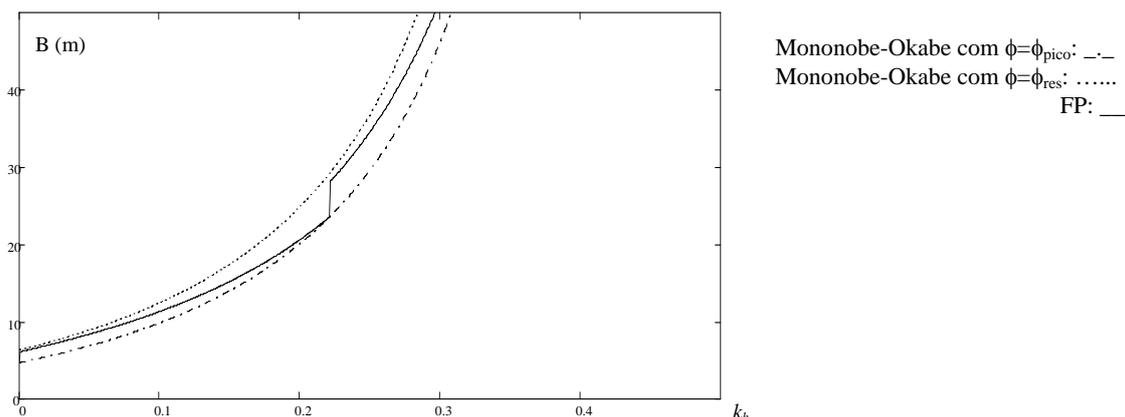


Figura 5 – Variação da Largura B do Caixotão com a Acção Sísmica, k_h , para $FS=1.1$, com Dimensionamento através do Método de Mononobe-Okabe, para ϕ_{pico} e ϕ_{res} , e do Método FP.

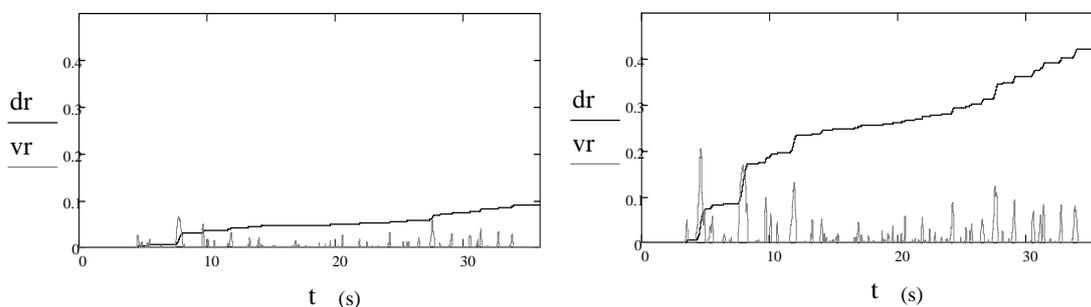


Figura 6 – Velocidade e Deslocamento Relativos no Topo da Estrutura para: a) AS1O, b) AS2O

Quadro 6 – Valores de Pico das Respostas

	d_{max} (m)	v_{max} (m/s)	a_{max} (m/s ²)
AS1O	0.089	0.064	0.134
AS1C	0.075	0.102	0.216
AS2O	0.042	0.204	0.196
AS2C	0.250	0.194	0.330

Constata-se que os deslocamentos obtidos para a sismicidade inter-placa são inferiores aos da sismicidade continental, apesar de a aceleração máxima desta acção ser superior. Tal deve-se ao facto de a duração da acção oceânica (36 s) ser superior à continental (12 s), levando a que a aceleração de cedência dinâmica seja excedida mais vezes e durante mais tempo, com aumento do deslocamento residual acumulado. O resumo dos resultados obtidos é apresentado no Quadro 7, confirmando que o critério de danos é satisfeito para a largura de 10 m.

Quadro 7 – Resumo dos Deslocamentos no Topo da Estrutura e dos Limites Definidos no Critério de Danos, em função dos Níveis de Acção Sísmica, para B=10m.

Níveis de acção sísmica		Deslocamentos relativos (m)	Deslocamentos máximos admissíveis (m)
AS1	AS1O	0.137	0.30
	AS1C	0.097	
AS2	AS2O	0.422	1.00
	AS2C	0.301	

5. CONCLUSÕES

Através dum exemplo procurou-se ilustrar a aplicação da Metodologia por Avaliação do Desempenho a um caso de estudo simples, ainda assim plausível. Num caso real, a avaliação do desempenho deveria ser alicerçada por uma análise sísmica dinâmica, baseada em modelos de EF ou de DF, como meio de avaliar a interação solo-estrutura, analisando os modos de rotura do sistema solo-estrutura e os campos de deslocamento, de tensão e de deformação. Nesta abordagem de dimensionamento é possível utilizar diferentes métodos de análise sísmica, dependendo do nível de desempenho e do grau de pormenor escolhidos, função da importância da estrutura. Constatou-se que a geometria obtida por este tipo de análise sísmica é bastante conservativa, já que os deslocamentos calculados pela análise dinâmica simplificada, para as acções sísmicas definidas, tomam valores desprezáveis. Importa referir que neste artigo apenas se realizou a avaliação do desempenho da estrutura quanto ao deslizamento. Para a validação da geometria final do caixotão, seria necessária a análise da segurança ao derrubamento e a resistência e deformabilidade do terreno de fundação, já que, pela altura significativa da estrutura, qualquer rotação mínima na base poderá induzir deslocamento no topo superior ao devido à translação. A questão da definição dos níveis discretos de acção para verificação do desempenho requererá um esforço de racionalização envolvendo, necessariamente, uma conjugação de diversos domínios do saber da Engenharia e da Análise de Risco.

REFERÊNCIAS

- EC 8. EN 1998 – Eurocódigo 8. *Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes*
- Dias, Marlene (2008). *Verificação da Segurança aos Sismos de Estruturas Portuárias de Gravidade*, Diss. Mestrado em Geotecnia para Eng^a. Civil (IST-LNEC-UNL), FCT-UNL.
- Floren, Amy e Mohammadi, Jamshid (2001). *Performance-Based Design Approach in Seismic Analysis of Bridges*, Journal of Bridge Engineering, Vol. 6, pp. 37-45.
- Ichii, Koji, (2003). *Application of Performance-Based Seismic Design Concept for Caisson Type Quay Walls*, PhD. Dissertation, Kyoto University.
- Koseki, J., Tatsuoka F., Munaf Y., Tateyama M., e Kojima K. (1998). *A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads*, Special issue of Soils and Foundations, pp. 209-216.
- Salgueiro, Madalena e Brás, Ana (2006). *Estabilidade de taludes face à acção sísmica, Relatório para aprovação na disciplina de Engenharia Sísmica*, FCT-UNL.
- Mononobe, N. e Matsuo, H. (1929). *On determination of earth pressure during earthquake*, Proc. World Earthquake Engineering World Congress, Tokyo, Vol.9, pp. 177-185.
- Newmark, N. M. (1965), “Effects of Earthquakes on Dams and Embankments,” *Geotechnique*, Vol. 15, No. 2, 1965, pp. 139-159.
- Ohara, S., Maehara, H. e Nagata, H. (1970). *On active earth pressure during earthquake*, Tsuchi-to-Kiso, JSSMFE, Vol.18, N^o2, pp. 27-35.
- Okabe, S. (1924). *General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam*, Journal of Japan Society of Civil Engineers, Vol.10, N^o 6, pp. 1277-1323.
- Report of Working Group No. 34 of the Maritime Navigation Commission (2001). *Seismic Design Guidelines for Port Structures*, International Navigation Association (PIANC).