

AVALIAÇÃO DA RESPOSTA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS SITOS EM SOLOS BRANDOS ESTRATIFICADOS

JOÃO M.C. ESTÊVÃO

Professor Adjunto
ADEC-EST-UALg
Faro-Portugal

ELISA SILVA

Professor Adjunto
ADEC-EST-UALg
Faro-Portugal

JORGE SILVA

Professor Adjunto
ADEC-EST-UALg
Faro-Portugal

SUMÁRIO

O Eurocódigo 8 exige um estudo mais aprofundado da resposta dinâmica de solos brandos classificados como tipo S_1 , tendo em vista o dimensionamento de edifícios. Neste trabalho apresenta-se uma metodologia visando a avaliação da segurança, ou o dimensionamento, de edifícios construídos sobre solos brandos estratificados. A metodologia proposta baseia-se nas velocidades das ondas de corte V_S , obtidas de estudos geofísicos/geotécnicos, realizados *in situ*, tal como é proposto na parte 5 do EC8. A amplificação dinâmica das vibrações, em resultado dos contrastes das impedâncias dos diversos estratos, é obtida admitindo a propagação unidimensional das ondas sísmicas V_S , na vertical, a partir do substrato rochoso. A resposta superficial é quantificada com base na análise não linear da coluna de solo sobre o substrato rochoso. A acção sísmica é caracterizada com base em vários acelerogramas “strong motion”, registados noutros países, em afloramentos rochosos, multiplicados por um factor de escala. Os factores de escala são obtidos de modo a que o espectro de resposta médio se ajuste ao espectro objectivo do EC8 (solo tipo A). A análise sísmica da estrutura do edifício é realizada com o espectro de resposta médio, que é obtido tendo em conta as funções de transferência determinadas para o terreno em estudo. Aplica-se a metodologia proposta a um caso de estudo no Algarve.

1. INTRODUÇÃO

Os sismos ocorridos nas últimas décadas têm evidenciado os efeitos associados à geologia local no comportamento sísmico de edifícios, designadamente as diferenças de comportamento entre os solos rijos e os solos brandos. Se, na proximidade do epicentro, a existência de solos brandos afecta, essencialmente, o conteúdo espectral das vibrações sísmicas, não tanto os valores da aceleração de pico, com o aumento da distância do edifício ao epicentro, o valor de aceleração de pico no solo tende a ser significativamente maior em solos brandos. Este facto foi evidenciado após a ocorrência do sismo que afectou a cidade do México, em 1985, e com o sismo de Loma Prieta, em 1989 [1].

Os solos brandos apresentam maior amortecimento material e atenuação inelástica das ondas sísmicas, do que os solos rijos, o que faria supor uma resposta sísmica com menor valor de aceleração de pico. Se o solo for modelado como um meio semi-infinito homogéneo é o que, normalmente, se verifica. A maior amplificação das vibrações, associada a solos brandos, advém da estratificação, designadamente dos contrastes de impedância (igual ao produto da densidade do meio, pela velocidade de propagação das ondas sísmicas) entre as várias camadas e o substrato rochoso. As ondas sísmicas, ao reflectirem nas zonas de descontinuidade, geram uma amplificação das vibrações à medida que se propagam num e noutro sentido das camadas [2,3,4].

Outro dos efeitos da existência de solos brandos é o aumento da duração das vibrações sísmicas [5].

A actual regulamentação (RSAEEP) [6] apresenta uma atenuação da resposta sísmica em solos brandos (designados por tipo III), principalmente para os sismos próximos e de menores magnitudes. Na Figura 1, estão apresentados os espectros de resposta normalizados à aceleração de pico em rocha, obtidos a partir dos espectros de potência definidos no RSAEEP.

Também as primeiras versões “Draft” do Eurocódigo 8 (EC8) apresentavam uma atenuação da resposta sísmica em solos brandos, por comparação com os terrenos rochosos, tendo sido alvo de alteração recentemente [7].

Na EN 1998-1 [8], os espectros de resposta de referência apresentam o factor S que traduz a amplificação da resposta sísmica por influência da geologia local. Este factor é unitário para terrenos rochosos (tipo A) e são propostos valores para os diversos tipos de solo que podem atingir 1.8 como valor de referência em solos brandos tipo D e para sismos de magnitudes não superiores a 5.5 (Figura 2).

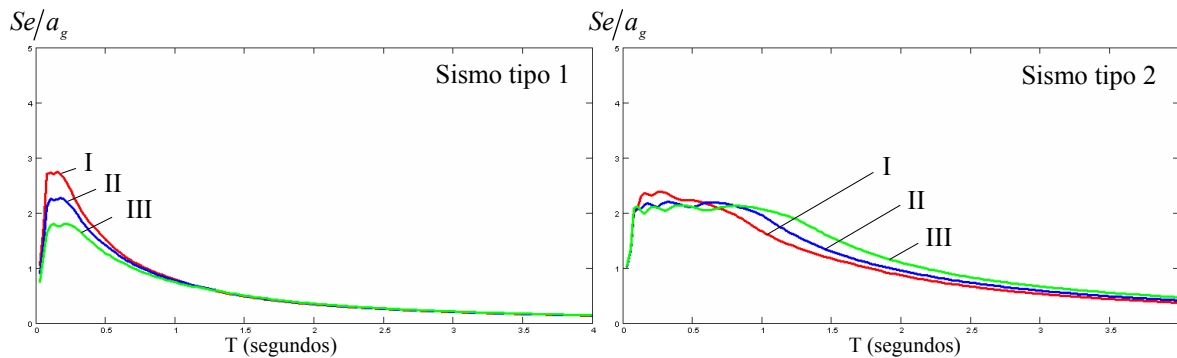


Figura 1: Espectros de resposta normalizados do RSAEEP (5% de coeficiente de amortecimento)

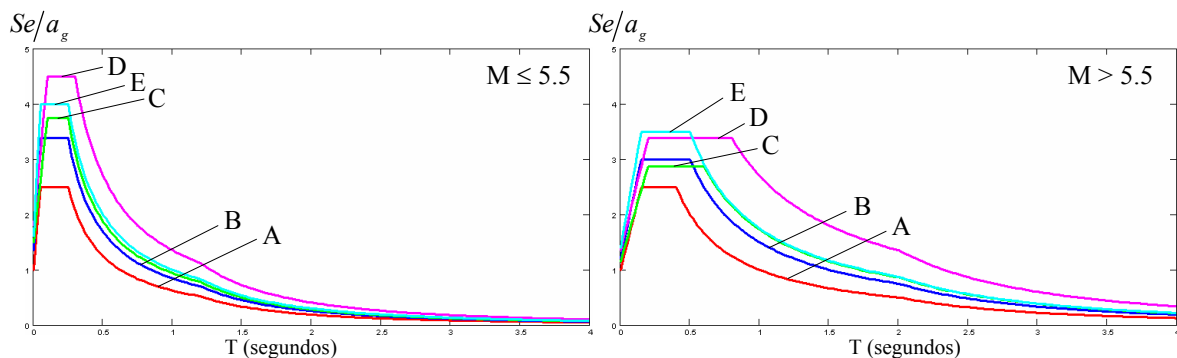


Figura 2: Espectros de resposta normalizados de referência do EC8 (5% de coeficiente de amortecimento)

Dos espectros de resposta das Figuras 1 e 2 podemos verificar que, para a mesma aceleração de cálculo a_g , as respostas máximas definidas no RSAEEP para os sismos tipo 1 e tipo 2, em terrenos brandos, são inferiores aos valores definidos no EC8 para o mesmo tipo de terrenos, sendo especialmente evidente para os sismos próximos (tipo 1 do RSAEEP).

No EC8, existem solos tipo para os quais não são apresentados quaisquer espectros de resposta elásticos, exigindo a realização de estudos especiais para cada caso. Esses solos são classificados como S_1 e S_2 . Nos solos tipo S_2 estão incluídos todos os que apresentam algum potencial de liquefacção. Em relação ao tipo S_1 , estão incluídos os solos que evidenciam elevada amplificação das vibrações sísmicas, sendo caracterizados por possuírem valores de velocidades de propagação das ondas sísmicas V_S muito baixas (o EC8 indica o valor limite de referência de 100 m/s e índices de plasticidade $IP > 40\%$), assim como baixo amortecimento material e reduzida atenuação inelástica, respondendo em regime elástico para elevadas acelerações de pico.

Também nos estudos de microzonamento, é cada vez mais enfatizado o problema resultante dos efeitos geológicos locais [9].

Em relação à região do Algarve, dada a sua localização relativa a potenciais fontes sismogénicas próximas, e sendo a região de Portugal Continental que apresenta maior perigosidade sísmica, deve ser dada especial atenção aos efeitos da geologia local na verificação da segurança das construções. A grande pressão urbanística, imposta pela expansão da indústria do turismo, levou à ocupação de solos cuja resposta sísmica põem em causa a segurança dos edifícios neles construídos.

São muitas as zonas do Algarve que apresentam solos brandos (com maior ou menor estratificação) com substrato rochoso não muito profundo, com elevados contrastes de impedância, que podem ser classificados como solos tipo D, E e mesmo S_1 , em alguns casos. O mais preocupante é que estes tipos de solo se apresentam em zonas com elevados índices de construção, designadamente em Municípios Algarvios costeiros, como Lagos, Portimão, Faro, Olhão, Tavira, Castro Marim e Vila Real de Santo António.

É neste contexto que se enquadra o presente trabalho, que visa o desenvolvimento de uma metodologia passível de ser implementada num programa de cálculo automático, destinado a computadores pessoais, que possibilite dar resposta ao estabelecido no EC8 para o dimensionamento de edifícios sítos em solos tipo S_1 , e também que permita avaliar a segurança das construções existentes em solos brandos, dimensionadas com base nos espectros de resposta definidos a partir dos espectros de potência do RSAEEP (para terrenos tipo III).

2. ANÁLISE NÃO LINEAR DE SOLOS ESTRATIFICADOS

São muitos e diversos, os métodos de análise não linear de solos, e podem ser agrupados em três grupos distintos, em função do tipo de modelo adoptado para traduzir o comportamento do solo à passagem das ondas sísmicas, como se discriminam em seguida [3,4]:

- Tridimensionais (3D) – Os métodos que envolvem a modelação 3D do solo, são os únicos que permitem contemplar o efeito conjunto da propagação das ondas volumétricas e das ondas superficiais. Permitem avaliar o efeito de bacia, tendo em conta as irregularidades topográficas do seu contorno, variação da profundidade do substrato rochoso, assim como permitem estudar o efeito da direcção do epicentro em relação à zona em estudo. No entanto, para efeitos do dimensionamento de edifícios correntes, os modelos 3D são, actualmente, impraticáveis, quer pelo esforço computacional exigido, quer pelo volume de dados a obter, pois será necessário caracterizar toda a bacia onde o edifício se irá localizar;
- Bidimensionais (2D) – Os métodos deste grupo, apresentam a vantagem de necessitarem um menor volume de dados e ainda permitirem caracterizar o efeito de bacia, mas com menor rigor. Mas mesmo assim, ainda são impraticáveis na actividade corrente de projecto de edifícios.
- Unidimensionais (1D) – O grupo de métodos que adopta a modelação 1D é aquele que apresenta uma maior viabilidade em vir a ser adoptado como suporte ao projecto corrente de estruturas de edifícios sítos em solos brandos estratificados. Muito embora apresente o inconveniente de só contemplar a propagação vertical das ondas S numa coluna de solo (em resultado da aplicação da lei de Snell), o que se traduz num menor rigor dos resultados, facilmente se obtêm os dados exigidos para a análise com base nos estudos geotécnicos/geofísicos que se realizam nas obras correntes. Estudos têm demonstrado uma boa correlação entre os resultados obtidos com modelações 1D e os obtidos com modelações 2D ou 3D, desde que a estratificação seja, praticamente, horizontal. Este grupo de métodos pode ser subdividido em métodos de integração passo a passo e em métodos lineares equivalentes. Estes últimos são de uso mais corrente, dada a menor exigência do ponto de vista da caracterização do comportamento dinâmico dos solos, se bem que apresentam menor exactidão de resultados [4,10].

3. METODOLOGIA PROPOSTA

O EC8, na parte 1, estipula que os estudos especiais necessários para os solos tipo S_1 sejam feitos em conformidade com a parte 5 [11]. No entanto, nenhuma metodologia sistemática é apontada para a realização desses estudos. Outros documentos normativos, como o documento FEMA 450 [12], apresentam procedimentos a adoptar na realização de estudos específicos de comportamento sísmico do solo de fundação.

Com base em procedimentos apresentados em diversos trabalhos [12,13,14,15] e no estipulado no EC8 [8,11], é apresentada a metodologia esquematizada na Figura 3, que recorre a uma análise não linear de uma coluna de solo até ao substrato rochoso (modelo 1D), sujeita a um conjunto de acelerogramas registados em afloramentos rochosos, e que pressupõe os seguintes passos:

- Passo 1 – Realização de estudos geotécnicos referentes ao local de implantação, designadamente ensaios SPT (Standard Penetration Test) e/ou CPT (Cone Penetration Test) até ao substrato rochoso, eventualmente complementados com estudos geofísicos e ensaios laboratoriais, tal como é estipulado na parte 5 do EC8;
- Passo 2 – Determinação das velocidades de propagação das ondas S, do peso específico das várias camadas e índices de plasticidade (IP);
- Passo 3 – Adopção de curvas que permitam quantificar a degradação de rigidez e o aumento do amortecimento com o incremento da distorção nas camadas de solo, preferencialmente calibradas com ensaios laboratoriais;
- Passo 4 – Seleção de um número, não inferior a 7, de acelerogramas obtidos em afloramentos rochosos, cujas magnitudes e distâncias ao epicentro estejam em conformidade com o sismo tipo cujo espectro de resposta se pretende quantificar;
- Passo 5 – Realização da análise modal da estrutura do edifício, relativo ao qual se pretende verificar a segurança, quantificando o período fundamental $T1$;
- Passo 6 – Aplicação de factores de escala α_i aos acelerogramas, de modo a que o espectro de resposta médio do conjunto seja ajustado ao espectro de cálculo definido para terreno A (rochoso), e que verifiquem as restrições impostas na parte 1 do EC8 à utilização de acelerogramas registados. Para isso, é sugerido o recurso à metodologia proposta por Estêvão e Jesus [16], resolvendo o problema de optimização (1)

Variáveis: α_i – factor de escala do acelerograma registado i

$$\text{Minimizar } F(\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_{N_R}) = \sum_{n=1}^{N_R} \sum_{i=1}^{N_T} (Se_{EC8}(T_i) - \alpha_n \cdot Se_{reg.n}(T_i))^2$$

Sujeito a

$$Se_{EC8}(0) - \frac{1}{N_R} \sum_{n=1}^{N_R} \alpha_n \cdot Se_{reg.n}(0) \leq 0 \quad (1)$$

$$0.9 \cdot Se_{EC8}(T_i) - \frac{1}{N_R} \sum_{n=1}^{N_R} \alpha_n \cdot Se_{reg.n}(T_i) \leq 0 ; T_i = 0.2T1, \dots, T1, \dots, 2T1$$

$$\alpha_i > 0 ; i = 1, 2, \dots, N_R$$

em que T_i é o período do ponto i do espectro de resposta e $Se_{EC8}(T)$, é o valor do espectro de resposta elástico para rocha do EC8 e $Se_{reg.n}(T)$ é o espectro de resposta elástico do registo n , obtido num afloramento rochoso.

- Passo 7 – Realização de análises não lineares da coluna de solo (1D), para cada um dos acelerogramas escalados anteriormente, com a quantificação dos acelerogramas referentes à resposta superficial do solo de fundação e respectivos espectros de resposta.

O espectro de resposta elástico de cálculo será quantificado a partir dos espectros de resposta elásticos obtidos das análises (1D) da coluna de solo, normalizados à aceleração de pico no afloramento rochoso.

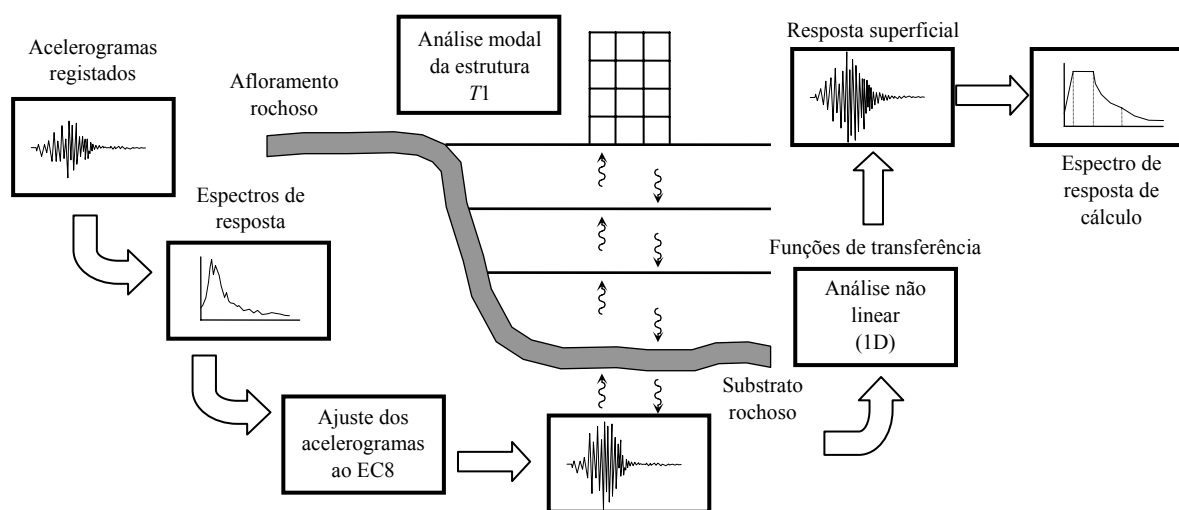


Figura 3: Esquematização da metodologia proposta

É de salientar que, para efeitos do dimensionamento de uma estrutura nova, o estudo a realizar poderá ser iterativo entre os passos 5 e 7, já que qualquer alteração da estrutura, na fase de projecto, pressupõe um novo valor de T_1 , como tal um novo espectro de resposta de cálculo.

4. CASO DE ESTUDO

O caso de estudo apresentado corresponde à estrutura de um edifício fictício supostamente implantado num terreno de fundação realmente existente na cidade de Lagos, onde existem edifícios já construídos de altura semelhante.

- Passo 1

Em primeiro lugar foi necessária a realização de estudos geotécnicos, preferencialmente complementados com estudos geofísicos. Neste exemplo de aplicação da metodologia proposta, foram utilizados os dados de uma sondagem com valores de N_{SPT} (Figura 4).

- Passo 2

Em virtude de só possuímos os valores de N_{SPT} , a situação mais corrente na prática do projecto de estruturas, foi necessária a conversão destes valores em velocidades das ondas S (V_S), tal como é proposto por alguns autores [17,18].

As velocidades das ondas S nos solos foram obtidas a partir de expressões empíricas [19], que são função das características da formação geológica, da idade dessa formação, da profundidade da camada e do valor de N_{SPT} . Os resultados estão apresentados na Figura 4. Este tipo de procedimento já foi adoptado em Portugal na realização de estudos da mesma natureza [20].

Para confirmação da validade dos resultados das expressões, foram comparados com os valores obtidos em estudos de refração sísmica realizados no Algarve [21,22].

Os valores de V_S adoptados para a rocha, foram os obtidos no estudo realizado por Carvalho [22], na zona entre Lagos e Portimão, tendo sido escolhido o menor resultado da segunda camada (334 m/s) para os 2.5 m da zona superior do substrato rochoso, e o maior valor (1222 m/s) para o restante, atendendo às características evidenciadas na sondagem.

Os pesos específicos adoptados (γ) estão apresentados na Figura 4.

Prof. (m)	Esp. (m)	Descrição geológica	N_{SPT}	V_s (m/s)	γ (kN/m ³)
0.00	1.50	Aterro com material de granulometria diversa	3	84	16
1.50	1.00		7	89	17
2.50	0.90		10	99	18
3.40	1.65	Lodos e vasas orgânicas, negras	1	71	14
5.05	1.65		1	71	14
6.70	1.65		1	71	14
8.35	2.50	Margas e calcários margosos, amarelados, alterados	34	334	22
10.00		Substrato rochoso		1222	23

Figura 4: Perfil estratigráfico da coluna de solo em estudo

- Passo 3

Neste caso de estudo, para a quantificação da degradação da rigidez e aumento do amortecimento com a deformação por corte, foram adoptadas as curvas propostas por Vucetic e Dobry [23], as quais são função do valor do índice de plasticidade dos solos.

Dada a inexistência de ensaios laboratoriais relativos aos solos em causa, admitiu-se que a camada de aterro é composta por material granular, pelo que se considerou como material não plástico. Para a camada de lodo consideraram-se duas situações: uma com índice de plasticidade $IP = 30\%$ e outra com $IP = 50\%$. Estes dois valores foram utilizados por se enquadrarem com os resultados de estudos realizados para lodos e argilas aluvionares em várias regiões de Portugal continental [24,25,26].

É de salientar que, de acordo com o EC8, os solos com classificação de S_1 apresentam valores de referência de IP superiores a 40% .

- Passo 4

Foi seleccionado um conjunto de oito registos (Tabela 1), obtidos em afloramentos rochosos (de vários tipos) a uma distância inferior a 40 km, relativa ao epicentro, em resultado da ocorrência de sismos com magnitudes de Richter compreendidas entre 5.7 e 6.5, das bases de dados:

- ESD-European Strong Motion Database (<http://www.isesd.cv.ic.ac.uk/>) [27]
- CISN-Engineering Strong Motion Data Center (<http://www.quake.ca.gov/cisn-edc/>)

De modo a reduzir o esforço computacional associado às análises não lineares, os registos foram truncados à duração efectiva [28] de cada uma das duas componentes horizontais do registo do sismo (não foi considerada a componente vertical). A duração efectiva foi calculada para valores de Intensidade de Arias (A_I) compreendidos entre 2.5% e 97.5% do total, tal como é sugerido por alguns autores [5].

Tabela 1 - Descrição dos registos utilizados no caso de estudo (obtidos em afloramentos rochosos)

Designação do sismo	Local do registo	Magnitude	Distância ao epicentro (km)	Duração efectiva (s)	Base de dados
Umbria Marche 1997	Assisi-Stallone	5.7	24	5.9 e 6.1	ESD
Kozani 1995	Kozani-Prefecture	6.5	17	9.9 e 11.7	ESD
South Iceland 2000	Minni-Nupur	6.5	13	7.3 e 7.6	ESD
Bitola 1994	Florina-Cultural Center	6.1	39	6.0 e 8.0	ESD
Big Bear 1992	Snow Creek	6.4	37	17.4 e 19.5	CISN
Whittier 1987	Mt. Wilson	6.1	19	11.9 e 14.3	CISN
Sierra Madre 1991	Mt. Wilson	5.8	7	4.1 e 5.3	CISN
Petrolia 1991	Cape Mendocino	6.0	13	5.6 e 9.0	CISN

Na definição do espectro de resposta objectivo, foram adoptados os valores de referência sugeridos no EC8 para rocha e sismos com magnitudes inferiores a 5.5 (muito embora os registos utilizados apresentem magnitudes superiores). A aceleração de pico adoptada no caso de estudo corresponde ao valor do RSAEEP para o sismo tipo 1 e terreno tipo I. Os valores estão indicados em seguida. O motivo desta escolha prende-se com o facto de se ter verificado que o espectro, assim definido, se ajusta melhor aos sismos seleccionados, assim como aos espectros implícitos no RSAEEP para sismos tipo 1, tal como é possível verificar das Figuras 1 e 2.

Componentes horizontais: $a_g = 177 \text{ cm/s}^2$, $S = 1.00$, $T_B = 0.05$, $T_C = 0.25$, $T_D = 1.20 \text{ s}$.

- Passo 5

Neste caso de estudo, para ilustrar a metodologia proposta, foi considerado um edifício fictício com estrutura regular de betão armado (C20/25), apresentando três pisos elevados. Os pilares e vigas considerados têm secção rectangular com $0.25 \times 0.40 \text{ m}$. O pórtico tipo está apresentado na Figura 5. As dimensões adoptadas são correntes em edifícios, existentes no Algarve, para este número de pisos.

Adoptou-se um número reduzido de pisos por existirem muitas construções no Algarve com ensoleiramentos gerais, fundadas em solos brandos estratificados.

As massas consideradas neste estudo correspondem aos valores quase permanentes dos pesos em habitações correntes, tendo em conta as práticas construtivas usuais no Algarve.

Neste trabalho, optou-se pela análise de uma estrutura plana de modo a ser restringido o número de variáveis do problema, nomeadamente associadas aos efeitos da torção dos edifícios e às várias componentes da acção sísmica.

Foi realizada a análise modal da estrutura com o programa de cálculo automático SAP2000 [29], tendo sido obtido o valor do período fundamental $T_1 = 0.693$ segundos.

Os três modos mobilizam 85.5 %, 11.7 % e 2.8 %, respectivamente, da massa total do edifício.

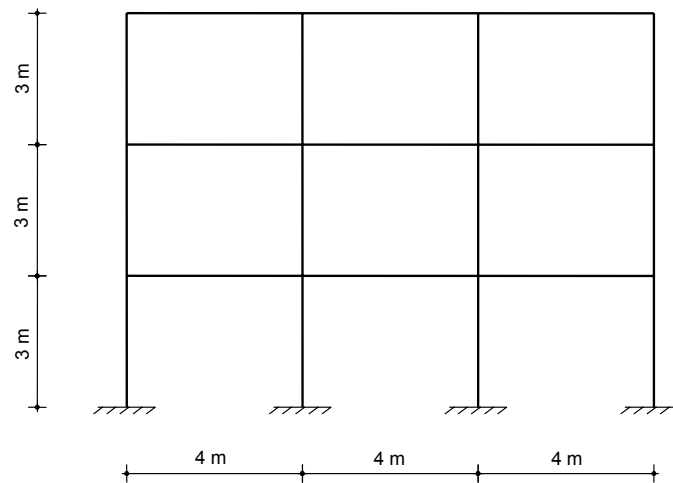


Figura 5: Modelo estrutural do edifício fictício estudado

- Passo 6

Foram utilizados 16 espectros de resposta (5 % de coeficiente de amortecimento viscoso) dos acelerogramas correspondentes às componentes horizontais dos oito registos constantes na Tabela 1, tal como é apresentado na Figura 6.

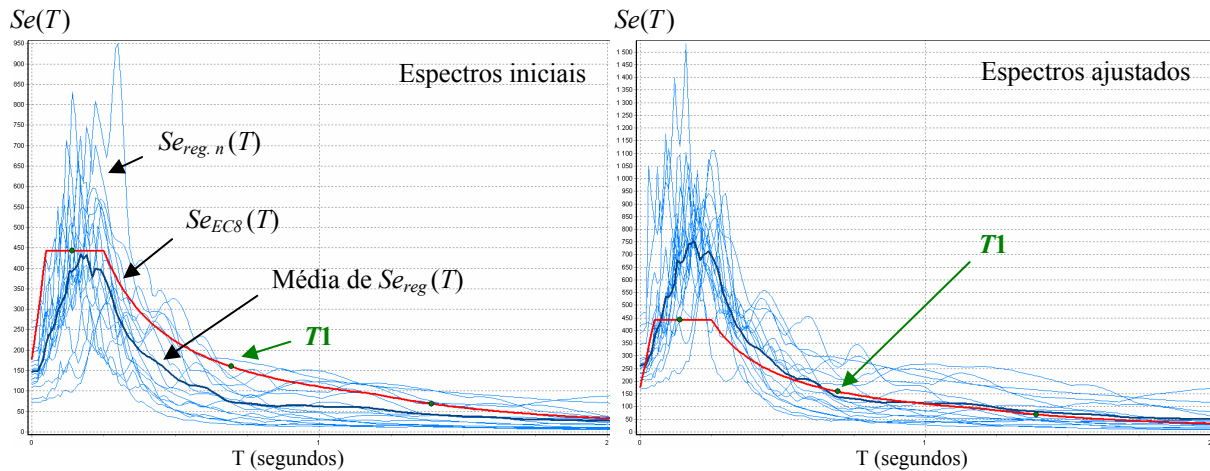


Figura 6: Espectros de resposta $T - Se(T)$ iniciais e ajustados dos sismos da Tabela 1 (componentes horizontais)

- Passo 7

Foram realizadas dois conjuntos de 16 análises lineares equivalentes à resposta não linear da coluna de solo (para dois valores de IP), com o recurso ao programa EERA [30], que corresponde a uma versão para Windows, de acesso livre na Internet, do programa SHAKE91 [31].

A distorção cíclica equivalente (γ_{eff}) foi calculada com base na expressão empírica (2), proposta por Idriss e Sun [31], que é função da magnitude (M) do sismo.

$$\gamma_{eff} = \frac{M - 1}{10} \cdot \gamma_{máx} \quad (2)$$

Com estas análises foi possível determinar os acelerogramas à superfície, filtrados pela resposta não linear da coluna de solo, e respectivos espectros de resposta. Os resultados estão apresentados nas Figuras 7 e 8.

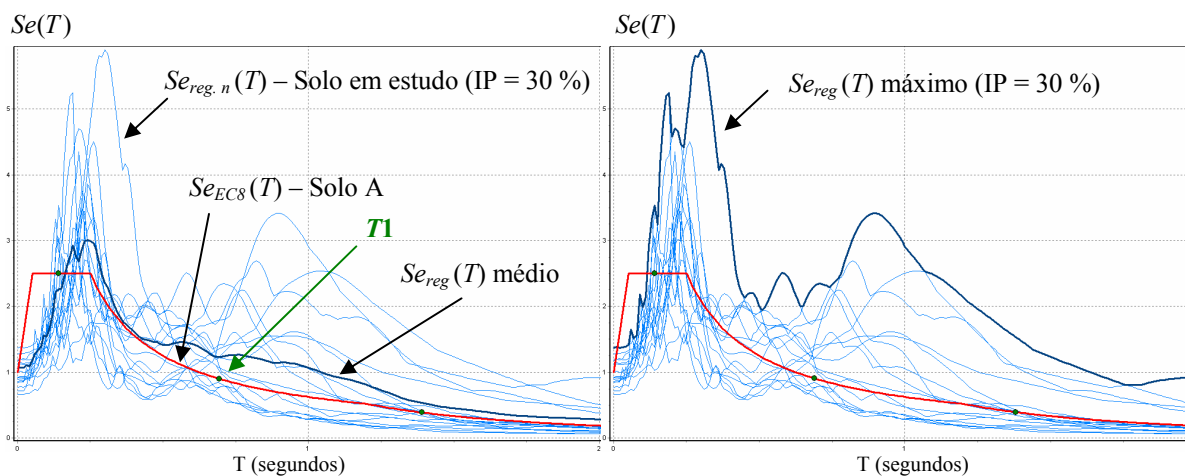


Figura 7: Espectros de resposta $T - Se(T)$ filtrados e normalizados à aceleração de pico do afloramento rochoso Índice de plasticidade da camada de lodo IP = 30 %

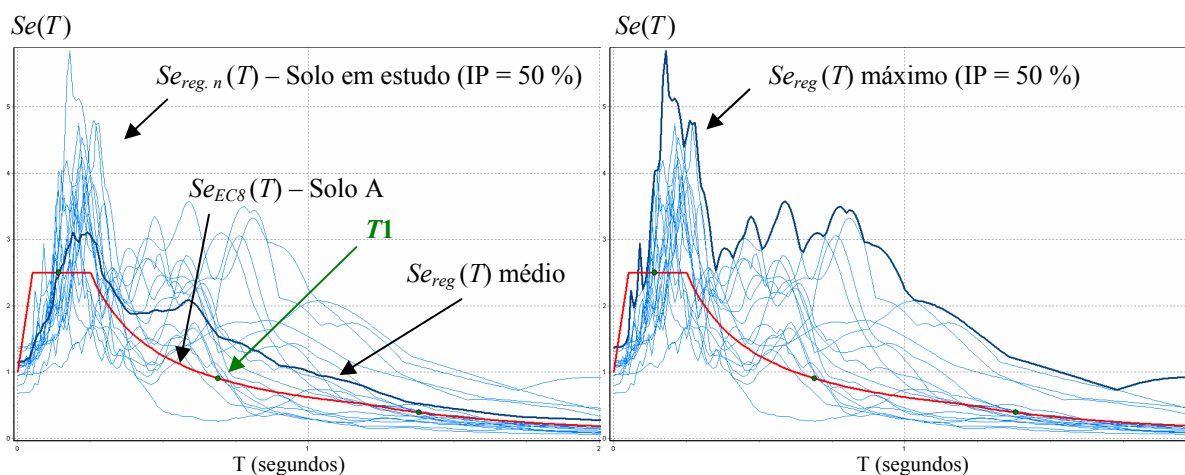


Figura 8: Espectros de resposta $T - Se(T)$ filtrados e normalizados à aceleração de pico do afloramento rochoso Índice de plasticidade da camada de lodo IP = 50 %

Nas Tabelas 2 e 3 apresentam-se alguns valores que consideramos relevantes para a comparação dos resultados, referentes à amplificação verificada na coluna de solo.

Tabela 2 - Variação do factor S (para $T=0$ segundos) em função do valor de IP considerado

Índice de plasticidade (IP)	Valor do factor S calculado		
	Mínimo	Médio	Máximo
30 %	0.67	1.06	1.37
50 %	0.68	1.15	1.37

Tabela 3 - Amplificação verificada nos espectros de resposta para o período fundamental $T1$

Índice de plasticidade (IP)	Factor de amplificação da resposta estrutural para $T1$	
	Médio	Máximo
30 %	1.4	2.6
50 %	1.7	3.4

Realizaram-se quatro análises sísmicas lineares da estrutura em estudo, com os seguintes espectros de resposta elásticos (5 % de coeficiente de amortecimento viscoso): espectro do EC8 para rocha (solo A) referido anteriormente ($M < 5.5$); espectro médio filtrado pelo solo com $IP = 30\%$; espectro médio filtrado pelo solo com $IP = 50\%$; espectro de resposta do RSAEEP para o sismo tipo 1 e terreno tipo III (sem o factor parcial de segurança). Nenhum dos resultados contemplou a adopção de um coeficiente de comportamento, pois não realizamos o dimensionamento da estrutura.

Considerou-se como solução de referência os resultados do espectro do EC8 (solo A – rocha). A amplificação dos momentos flectores nos pilares, verificada ao nível de cada andar, está apresentada na Tabela 4.

Os esforços máximos foram obtidos após combinação quadrática completa dos valores modais. Para tal foi utilizado o SAP2000.

Tabela 4 - Amplificação dos momentos flectores verificada nos pilares relativa ao espectro do EC8 (em rocha)

Pilar do andar	Espectro filtrado pelo solo IP = 30 %	Espectro filtrado pelo solo IP = 50 %	Espectro do RSAEEP Sismo tipo 1 e terreno tipo III
1	1.35	1.67	1.09
2	1.36	1.69	1.11
3	1.31	1.60	1.04

Salienta-se o facto de, no local do terreno de fundação em estudo, existir, realmente, uma construção assente sobre estacas, ao invés do edifício fictício estudado. A metodologia apresentada poderia igualmente ser aplicada, tendo em conta o efeito da interacção cinemática solo-estaca, recorrendo, por exemplo, a um modelo BDWF (“Beam on Dynamic Winkler Foundation”) [32].

5. AGRADECIMENTOS

A sondagem utilizada no caso de estudo apresentado neste trabalho foi facultada pela empresa Geocivil, Lda, entidade à qual deixamos os nossos agradecimentos.

6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

Do trabalho realizado é possível verificar a importância da consideração da resposta dinâmica dos solos brandos estratificados no dimensionamento de edifícios. Este facto assume grande relevância no Algarve, dada a existência de zonas bastante urbanizadas, cujas fundações se apresentam em solos desta natureza, muitos deles passíveis de ser classificados como S_1 , de acordo com o EC8.

A metodologia proposta permite realizar, com alguma rapidez, estudos referentes ao comportamento dinâmico de solos estratificados, visando o dimensionamento de construções novas ou a verificação da segurança de estruturas existentes, pelo que se perspectiva a realização futura de um programa informático que permita quantificar, automaticamente, o espectro de resposta de cálculo de edifícios sítos em terrenos de fundação classificados como S_1 .

Foi possível verificar a grande influência do valor do índice de plasticidade na resposta dinâmica dos solos brandos estratificados, pelo que é aconselhável a realização de um estudo generalizado referente aos solos existentes no Algarve, o qual se pretende realizar no futuro.

O caso de estudo não evidenciou um aumento significativo da aceleração de pico à superfície, apresentando, inclusivamente, para alguns sismos, atenuação desse valor. No entanto, em termos de aceleração espectral verificou-se uma elevada amplificação, com implicação directa na segurança das construções.

Os esforços determinados com o espectro do RSAEEP para o sismo tipo 1 e terreno tipo III foram claramente inferiores aos obtidos com a consideração da resposta dinâmica média do solo, sendo 65 % dos determinados para $IP = 50\%$.

Parece-nos que, em virtude da grande dispersão de resultados observada, será prudente a utilização de valores superiores aos valores médios das diversas respostas.

Na sequência dos resultados obtidos, julgamos que será conveniente que o Anexo Nacional ao EC8 clarifique a forma de proceder quanto à definição do espectro de cálculo nestas situações.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Aki, K. (1993) - Local site effects on weak and strong ground motion. *Tectonophysics*. **218** (1-3), p. 93-111.
- [2] Safak, E. (2001) Local site effects and dynamic soil behavior. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Vol. 21, p. 453-458.
- [3] Kramer, S. L. (1996) *Geotechnical earthquake engineering*. New Jersey: Prentice Hall, Inc.
- [4] Ptilakis, K. (2006) *Site effects*. Em Ansal, A. - Recent advances in earthquake geotechnical engineering and microzonation. Dordrecht: Springer, p. 139-197.
- [5] Reinoso, E. ; Ordaz, M. (2001) Duration of Strong ground motion during Mexican earthquakes in terms of magnitude, distance to the rupture area and dominant site period. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **30**, 653-673.
- [6] Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Decreto-lei nº235/83, de 31 de Maio. Lisboa: Imprensa Nacional - Casa da Moeda, 1983.
- [7] Rey, J.; Faccioli, E. and Bommer, J.J. (2002) Derivation of design soil coefficients (S) and response spectral shapes for Eurocode 8 using the European Strong-Motion Database. *Journal of Seismology*, **6** (4), p. 547-555.
- [8] CEN (2004) Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance-Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1: 2004. Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- [9] Oliveira, C.S. (2006) *The influence of scale on microzonation and impact studies*. Em Ansal, A. - Recent advances in earthquake geotechnical engineering and microzonation. Dordrecht: Springer, p. 27-65.
- [10] Reinoso, E.; Wrobel, L.C.; Power, H. (1997) Two-Dimensional Scattering of P, SV and Rayleigh Waves. Preliminary Results for the Valley of Mexico. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **26**, (8), p. 595-616.
- [11] CEN (2003) Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance-Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical. prEN 1998-5: 2003. Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- [12] FEMA 450 (2003) NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 2 - Commentary, Building Seismic Safety Council.
- [13] Seed, R.; Bray, J.; Chang, S.; Dickenson, S. (1997) *Site-dependent seismic response including recent strong motion data*. Em Sêco e Pinto.- Seismic behavior of ground and geotechnical structures. Rotterdam: Balkema, p. 125-134.
- [14] Heuze F. et al., (2004), Estimating site-specific strong earthquake motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **24**, p. 199-223.
- [15] GovindaRaju, L.; Ramana, G.V.; HanumanthaRao, C.; Sitharam, T.G. (2004) Site specific ground response analysis, *Special section: Geotechnics and Earthquake Hazards, Current Science*, **87** (10), p. 1354-1362.
- [16] Estêvão, J. M. C.; Jesus, M. (2007) *Aplicação de técnicas de optimização na utilização de acelerogramas registados*. Em Sísmica 2007 – 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [17] Presti, D.L ; Lai, C. ; Foti, S. (2006) *Geophysical and geotechnical investigations for ground response analyses*. Em Ansal, A. - Recent advances in earthquake geotechnical engineering and microzonation. Dordrecht: Springer, p. 101-137.

- [18] Sabatini, P.J.; Bachus, R.C.; Mayne, P.W.; Schneider, J.A.; Zettler, T.E. (2002) Evaluation of soil and rock properties. U.S. Department of Transportation Office of Bridge Technology Federal Highway Administration, Report FHWA-IF-02-034.
- [19] Ohta, Y., ; Goto, N. (1978) Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 6, 167-187.
- [20] Vieira, A. (1995) *Estudo da amplificação dos movimentos sísmicos por depósitos de solo com estratificação horizontal*. ICT, INCG, LNEC, Lisboa, 203 p.
- [21] Almeida, F ; Moura, R. ; Teves Costa, P. ; Oliveira, C.S. (1999) *Caracterização dinâmica das areias de Faro através de ensaios sísmicos*. Em 4º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica / 2ème Rencontre en Génie Parasismique des Pays Méditerranéens. Escola Superior de Tecnologia, UAlg, Faro. p 233-242.
- [22] Carvalho, J. (2003) *Sísmica de alta resolução aplicada à prospecção, geotecnia e risco sísmico*. Tese de Doutoramento em Física (Geof. Interna), 265 p.
- [23] Vucetic M.; R. Dobry (1991) Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering*, **117** (1), p. 89-107.
- [24] Santos, J.A.; Gomes Correia, A.; Mota, R.; Fialho Rodrigues, L. (2000) *Caracterização “in situ” e em laboratório da argila aluvionar de Stª Iria de Azóia*. Em 7º Congresso Nacional de Geotecnia, vol. 1, FEUP, Porto, p 319-328.
- [25] Coelho, P.; Lemos, L. (2002) *A utilização de correlações na caracterização geotécnica de depósitos de solos orgânicos*. Em 8º Congresso Nacional de Geotecnia, vol. 1, LNEC, Lisboa, p 343-352.
- [26] Guedes de Melo, P.(2005) *Avaliação numérica do desenvolvimento do processo de consolidação de solos moles associado à utilização de geodrenos*. Em 2^{as} Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia, LNEC, Lisboa, p 333-342.
- [27] Ambraseys, N.; Smit, P.; Sigbjornsson, R.; Suhadolc, P.; Margaris, B. (2002) Internet-Site for European Strong-Motion Data, European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme.
- [28] Bommer J.J.; Martinez-Pereira, A. (1999) The effective duration of earthquake strong motion. *Journal of Earthquake Engineering*, **3**, (2), p. 127–172.
- [29] Computers & Structures, Inc (2005) SAP 2000 Advanced – Integrated Software for Structural Analysis & Design, Version 10.0.1, Analysis Reference Manual, Computers & Structures, Inc., Berkeley, U.S.A.
- [30] Bardet, J.; Ichii, K.; Lin, C. (2000) EERA A computer program for equivalent-linear earthquake site response analyses of layered soil deposits. Department of Civil Engineering. University of Southern California.
- [31] Idriss, I.M. ; Sun, J.I. (1992) SHAKE91: a computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontal layered soils. User’s guide. University of California. Davis, 13 p.
- [32] Santos, J. (1999) *Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção – Aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas*. Tese de doutoramento em Engenharia Civil. IST-UTL, 427 p.