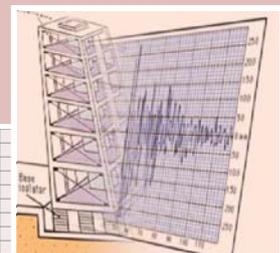


Especificações Técnicas para o Comportamento sismo-resistente de edifícios hospitalares



ACSS Administração Central
do Sistema de Saúde, IP

ET 05/2007

V. 2010

Especificações Técnicas para o Comportamento sismo-resistente de edifícios hospitalares – ET 05/2007

Ficha técnica

Número	ET 05/2007
Data de aprovação	NOV 2007
Data de publicação	NOV 2007
Data da última revisão	DEZ 2010
Próxima revisão	NOV 2012

Equipa técnica

Autor	IST
Coordenação	UONIE/ACSS
Edição	UONIE/ACSS

Palavras-chave

Especificações técnicas, edifício hospitalar, segurança, sismo, acção sísmica, estrutura sismo-resistente, isolamento sísmico, instalações, instalações básicas, equipamentos, equipamento médico.

Resumo

O disposto nas presentes “*Especificações técnicas para o comportamento sismo-resistente de edifícios hospitalares*” deve ser cumprido nos projectos de fundações e estruturas e demais especialidades, em todas as novas instalações hospitalares a construir no território continental Português, excluindo-se as regiões autónomas da Madeira e dos Açores.

ISSN: 1646-821X

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial, de qualquer forma ou por qualquer meio, salvo com autorização por escrito do editor, de parte ou totalidade desta obra.

Índice

1.	ENQUADRAMENTO	1
2.	REGRAS GERAIS DE CONCEPÇÃO ESTRUTURAL SISMO-RESISTENTE	2
3.	MODELOS E MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL	4
3.1.	Modelos de análise estrutural	4
3.1.1.	Modelação dos painéis de alvenaria inclusos	4
3.2.	Métodos de análise estrutural	5
4.	QUANTIFICAÇÃO DOS EFEITOS DAS ACÇÕES SÍSMICAS	5
4.1.	Introdução	5
4.2.	Classificação dos terrenos de fundação	5
4.3.	Zonamento sísmico	6
4.4.	Aceleração máxima no terreno de fundação	9
4.5.	Espectros de resposta elásticos	9
4.6.	Espectros de dimensionamento para análise elástica	11
4.7.	Regras de combinação da acção sísmica com as outras acções	12
5.	SEGURANÇA DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	12
5.1.	Generalidades	12
5.2.	Disposições complementares de pormenorização de elementos de betão armado	12
5.2.1.	Vigas de pórticos (Artº 143º)	12
5.2.2.	Pilares (Artº 144º)	13
5.2.3.	Nós dos pórticos (Artº 145º)	13
5.2.4.	Paredes e diafragmas (Artº 146º)	14
6.	SEGURANÇA DOS ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS, INSTALAÇÕES BÁSICAS E EQUIPAMENTOS	14
6.1.	Generalidades	14
6.2.	Elementos não estruturais, instalações básicas e equipamentos sensíveis à deriva	15
6.2.1.	Elementos construtivos não estruturais	15
6.2.2.	Instalações e equipamentos eléctricos	15
6.2.3.	Instalações e equipamentos mecânicos	16
6.2.4.	Instalações e equipamentos de águas e esgotos	16
6.3.	Equipamentos e elementos sensíveis à aceleração	16
6.3.1.	Generalidades	16
6.3.2.	Lista de equipamentos ou elementos importantes	18
6.4.	Juntas estruturais	18
7.	ISOLAMENTO SÍSMICO	18
7.1.	Introdução	18
7.2.	Sistemas de isolamento	19
7.2.1.	Isoladores elastoméricos	19
7.3.	Ensaio dos sistemas de isolamento	19
8.	ESPECIFICAÇÕES GEOTÉCNICAS	19
8.1.	Requisitos para a escolha do local	19
8.2.	Estudos de caracterização geotécnica	20
8.2.1.	Estudos preliminares	20
8.2.2.	Estudos para o dimensionamento	20
8.3.	Reconhecimento e prospecção geotécnica	21
8.4.	Sistemas de fundação	22

8.4.1.	Fundações por sapatas	22
8.4.2.	Ligações horizontais	23
8.4.3.	Ensoleiramentos	23
8.4.4.	Estacas e pegões	23
9.	ELEMENTOS COMPLEMENTARES DE PROJECTO	23
10.	REFERÊNCIAS	23
Anexo 1	Isolamento de base	25
Anexo 2	Modelação de painéis de paredes de alvenaria	27

Índice de tabelas e figuras

Tabela 1	Tipos de terreno de fundação	6
Tabela 2a	Zonamento das acções sísmicas por concelho, Parte 1	8
Tabela 2b	Zonamento das acções sísmicas por concelho, Parte 2	8
Tabela 3	Valores da aceleração máxima nominal no terreno de fundação do tipo A (a_g)	9
Tabela 4	Valores dos parâmetros necessários à definição do espectro de resposta elástico do sismo afastado	10
Tabela 5	Valores dos parâmetros necessários à definição do espectro de resposta elástico do sismo próximo	11
Tabela 6	Valores do factor de importância de equipamentos ou elementos importantes γ_a	17
Tabela 7	Valores do coeficiente de comportamento de equipamentos ou elementos importantes q_a	17
Tabela 8	Valores médios do coeficiente de amortecimento e dos factores de redução até uma profundidade de 20m	22
Tabela 9	Valores do factor de redução tendo em conta danos no painel de parede de alvenaria	28
Tabela 10	Propriedades a utilizar para a modelação de uma única escora diagonal equivalente à totalidade do painel, considerando alvenarias com tijolos 30 x 20 x 15 (cm). Valores a utilizar na realização do modelo numérico (Parte I).	32
Tabela 11	Propriedades a utilizar para a modelação de uma única escora diagonal equivalente à totalidade do painel, considerando alvenarias com tijolos 30 x 20 x 15 (cm). Valores a utilizar no dimensionamento dos elementos verticais da estrutura (Parte II).	32
Figura 1	Acção Sísmica Tipo 1. Sismo afastado	6
Figura 2	Acção Sísmica Tipo 2. Sismo próximo	6
Figura 3	Sistema de escoras equivalentes adaptado a painel com abertura.	27
Figura 4	Escora equivalente utilizada para a modelação de painel de alvenaria com abertura.	27
Figura 5	Localização aconselhada dos troços rígidos	28
Figura 6	Modelo de elementos finitos proposto para representação de um quadro de pórtico preenchido com um painel de parede de alvenaria.	28
Figura 7	Escora no caso do painel de parede de alvenaria não preencher totalmente o pórtico	28
Figura 8	Classificação visual de danos	29
Figura 9	Esquema referente à modelação de painéis de paredes de alvenaria	30
Figura 10	Rotura por corte do painel de parede de alvenaria.	31

Preâmbulo

As instalações hospitalares apresentam, genericamente, um risco sísmico elevado pela conjugação das seguintes circunstâncias: (a) nível de ocupação (pessoal médico, funcionários e pacientes) permanentemente elevado; (b) função socialmente relevante, com importância acrescida após ocorrência de um sismo intenso; e (c) elevado valor material, nomeadamente do seu conteúdo (equipamentos médicos e instalações básicas).

O reconhecimento do risco sísmico acrescido leva a que as instalações hospitalares devam ser projectadas e construídas com um nível de protecção sísmica diferenciado relativamente aos edifícios correntes. Em consequência, os regulamentos e recomendações aplicáveis, no âmbito nacional e internacional, ao projecto de estruturas de edifícios hospitalares têm vindo a ser sucessivamente revistos, evoluindo, quer no sentido do aumento da severidade da acção sísmica a considerar para as verificações do requisito de não colapso (associado ao Estado Limite Último), quer na consideração explícita de estados limites relacionados com a operacionalidade dos serviços críticos e/ou dirigidos à limitação dos prejuízos nos elementos não estruturais, nas instalações básicas e nos equipamentos médicos.

As *Especificações Técnicas para o Comportamento sismo-resistente de edifícios hospitalares*, cuja primeira versão foi publicada em Novembro de 2007, resultam dos estudos desenvolvido pelo Instituto de Engenharia de Estruturas, Território e Construção do Instituto Superior Técnico (ICIST), no âmbito de um dos *Programas de Avaliação da Vulnerabilidade e do Risco Sísmico das Instalações Hospitalares* que o Ministério da Saúde, primeiro, por intermédio da Direcção-Geral das Instalações e Equipamentos da Saúde (DGIES), depois, a partir de Julho de 2007, através da Administração Central do Sistema de Saúde (ACSS), tem mantido no quadro de um protocolo estabelecido em Setembro de 2002 entre a então DGIES e o ICIST.

Como referido nas anteriores versões, pode afirmar-se que o projecto de instalações hospitalares de acordo com as presentes especificações torna-se mais exigente do que o projecto de acordo com o quadro regulamentar nacional, ainda aplicável, na medida em que se promove a maior integração das metodologias de dimensionamento baseadas em desempenho (*performance-based design*) e a objectivação das verificações de segurança referentes às instalações básicas e equipamentos. A verificação de segurança das instalações básicas obriga à consideração (explícita ou implícita) das paredes de alvenaria de tijolo de preenchimento dos quadros dos pórticos. Quanto aos equipamentos médicos, alguns dos mais importantes podem ser considerados sensíveis às acelerações, razão pela qual se procedeu também à revisão e aperfeiçoamento das metodologias regulamentares para a determinação das acelerações em equipamentos. Estas metodologias podem ser aplicadas indiferentemente para a verificação da operacionalidade desses equipamentos face a um sismo menos severo ou para o dimensionamento dos dispositivos de fixação dos mesmos equipamentos face a um sismo mais severo.

Esta maior exigência resulta, por um lado, da maior diferenciação do risco sísmico aceitável em instalações deste tipo, e, por outro lado, da adopção do Eurocódigo 8 como regulamento de referência.

A presente versão das *Especificações Técnicas para o comportamento sismo-resistente de edifícios hospitalares* resulta da adequação da versão anterior, de 2009, à versão mais recente do Anexo Nacional do Eurocódigo 8, NP EN 1998-1: 2010, particularmente visível nas alterações introduzidas na Tabela 1 – Tipos de terrenos de fundação; Tabela 4 – Valores dos parâmetros necessários à definição do espectro de resposta elástico do sismo afastado; e Tabela 5 - Valores dos parâmetros necessários à definição do espectro de resposta elástico do sismo próximo.

1. ENQUADRAMENTO

O presente documento intitula-se “Especificações Técnicas para o Comportamento Sísmo-Resistente de Edifícios Hospitalares”, devendo ser cumprido nos projectos (de estruturas e das restantes especialidades) em todas as novas instalações hospitalares a construir no território continental Português (excluindo-se as regiões autónomas da Madeira e dos Açores).

O projecto de estruturas de novas instalações hospitalares deve ser desenvolvido em conformidade com os seguintes regulamentos, normas e especificações:

1. RSA [1];
2. REBAP [2];
3. REAE [3];
4. NP EN 206-1:2007 [4];
5. Especificações LNEC relativas aos aços E449 [5], E450 [6], E452 [7], E453 [8], E455 [9], E456 [10], E457 [11], E458 [12], E459 [13], E460 [14].

Os regulamentos nacionais de acções e de estruturas listados anteriormente traduzem os conhecimentos existentes na década de 1980, não incorporando os avanços desde então realizados em todas as matérias relevantes de conhecimento. Nessas circunstâncias, entende-se que poderão ser cumulativamente utilizados os Eurocódigos estruturais sempre que os mesmos abordem questões não focadas pelos regulamentos nacionais, ou sempre que esses Eurocódigos contenham verificações mais restritivas. De entre os Eurocódigos estruturais considerados mais importantes para o projecto sísmo-resistente de edifícios hospitalares, referem-se os seguintes:

- Eurocódigo 0 – “Basis of structural design” [15]
- Eurocódigo 1 – “Actions on structures” [16];
- Eurocódigo 2 – “Design of concrete structures” [17];
- Eurocódigo 3 – “Design of steel structures” [18];
- Eurocódigo 8 – “Design of structures for earthquake resistance” [19].

A aplicação dos Eurocódigos depara, no entanto, com a ausência à data dos designados NDP (*Nationally Determined Parameters*, Parâmetros Determinados a nível Nacional) referentes ao território Português. Nesse sentido e em particular para as regras de definição e de caracterização da acção sísmica apresentam-se nas presentes especificações técnicas alguns resultados mais recentes, como sejam aqueles referentes à sismicidade do território continental Português.

As presentes especificações técnicas definem um conjunto de objectivos de desempenho para as novas instalações hospitalares. Estes objectivos de desempenho procuram satisfazer os seguintes requisitos com um adequado nível de fiabilidade:

- **Requisito de não colapso** (*No Collapse Requirement*, do Eurocódigo 8 [19]), associado ao Estado Limite Último. Com este requisito pretende-se precaver a ocorrência do colapso estrutural, global e local, assegurando simultaneamente uma capacidade residual de resistência e estabilidade das estruturas e dos restantes elementos construtivos. A acção sísmica a considerar para as verificações do requisito de não colapso corresponde a um período médio de retorno da ordem dos 1300 anos (probabilidade de excedência de 3.8% em 50 anos). O aumento do período médio de retorno relativamente aos edifícios correntes (valor recomendado de 475 anos) resulta da diferenciação do risco sísmico aceitável em instalações hospitalares (correspondente à afectação da acção pelo coeficiente de importância γ com um valor de 1.4, na versão original do Eurocódigo 8 [19], ou, aproximadamente, à redução de 30% do valor do coeficiente de comportamento relativo a esforços η para os edifícios cuja operacionalidade tenha de ser assegurada após um sismo intenso, do REBAP [2]). Deve referir-se que os valores mais recentes determinados nacionalmente para os coeficientes de importância de edifícios hospitalares são de 1.95 e 1.50, respectivamente para o cenário de sismo afastado e de sismo próximo.
- **Requisito de limitação de danos** (*Damage Limitation Requirement*, do Eurocódigo 8 [19]), associado ao Estado de Limitação de Danos. Este requisito pretende garantir a operacionalidade plena e a contenção dos danos não estruturais nos edifícios hospitalares face à acção de um sismo com um período médio de retorno inferior ao período médio de retorno do sismo correspondente ao Estado Limite Último. A acção sísmica a considerar para o requisito de limitação de danos corresponde a um período médio de retorno da ordem de 120 anos (probabilidade de excedência de 34% em 50 anos). A acção sísmica assim definida também considera a diferenciação do risco sísmico aceitável em instalações hospitalares por via da afectação da acção por um coeficiente de importância, determinado nacionalmente para os dois cenários de sísmicos referidos.

A verificação do Estado Limite Último pressupõe o desenvolvimento de modelos numéricos lineares para as estruturas, embora corrigidos pelos coeficientes de comportamento referentes a esforços. Os modelos numéricos a desenvolver nesta análise não consideram explicitamente a alteração de resistência e a contribuição da rigidez das paredes exteriores de alvenaria inclusas, embora se limite o valor da deriva entre pisos e seja feita uma verificação à posteriori do efeito prejudicial das faixas comprimidas de alvenaria inclusas sobre os pilares adjacentes. Adicionalmente, deverá garantir-se a integridade das fixações dos equipamentos com massa considerável (incluindo os seus acessórios) evitando-se, desta forma, o seu deslizamento ou derrubamento. Ainda para esta primeira análise (Estado Limite Último) deve-se evitar que se verifiquem roturas ou falhas de funcionamento em instalações técnicas explicitamente identificadas, sempre que dessas ocorrências possam resultar perdas de vidas humanas ou riscos subsequentes de colapso estrutural.

A verificação do Estado de Limitação de Danos pressupõe o desenvolvimento de modelos numéricos lineares para as estruturas, com a possível consideração da contribuição para a rigidez global das estruturas dos painéis de paredes exteriores de alvenaria incluídos. As verificações conduzidas neste modelo procuram limitar o deslocamento horizontal relativo entre pisos (ou, equivalentemente, o *drift* – deriva entre pisos), garantindo que nas paredes de alvenaria os danos sejam muito limitados (assegurando, indirectamente, a manutenção da operacionalidade dos elementos não estruturais, instalações básicas e equipamentos considerados sensíveis à deriva). No Estado de Limitação de Danos deverá também demonstrar-se a contenção dos danos e manutenção da operacionalidade dos elementos não estruturais, instalações básicas e equipamentos que podem ser classificados como sensíveis à aceleração. Os elementos não estruturais, instalações básicas e equipamentos cuja conformidade tem que ser explicitamente comprovada encontram-se indicados nas presentes especificações técnicas, assim como no documento “Recomendações e Especificações Técnicas para o Edifício Hospitalar” [20], doravante identificado por RETEH, nomeadamente nas suas subsecções I (Arquitectura), II (Fundações e Estruturas), III (Instalações e Equipamentos de Águas e Esgotos), IV (Instalações e Equipamentos Eléctricos) e V (Instalações e Equipamentos Mecânicos).

Face ao exposto anteriormente, as exigências a cumprir pelos projectos decorrem naturalmente do quadro regulamentar considerado pelos projectistas. Assim sendo, identificam-se as seguintes duas situações possíveis:

- 1 Projectos desenvolvidos em conformidade exclusiva com o quadro regulamentar nacional vigente (RSA [1], REBAP [2] e REAE [3]);
- 2 Projectos desenvolvidos em conformidade com o quadro regulamentar nacional vigente (RSA [1], REBAP [2] e REAE [3]), complementados com os Eurocódigos estruturais ([15], [16], [17], [18] e [19]).

Na primeira situação – conformidade exclusiva com o quadro regulamentar nacional vigente – deverão cumprir-se todas as condições estipuladas nas presentes especificações técnicas, nas secções 2 (*Regras Gerais de Concepção Estrutural Sísmo-Resistente*), 3 (*Modelos e Métodos de Análise Estrutural*), 4 (*Quantificação dos Efeitos das Acções Sísmicas*), 5 (*Segurança dos Elementos Estruturais*), 6 (*Segurança dos Elementos Não Estruturais, Instalações Básicas e Equipamentos*), 8 (*Especificações Geotécnicas*), 9 (*Elementos Complementares de Projecto*) e *Anexos*. Ainda nesta situação e para as estruturas de betão armado deverão observar-se as disposições construtivas relativas a estruturas de ductilidade melhorada, conforme indicado no Capítulo XII do REBAP [2].

Na segunda situação – conformidade com o quadro regulamentar nacional vigente e com os Eurocódigos estruturais – deverão cumprir-se, cumulativamente com as condições estipuladas nesses regulamentos (nacionais e eurocódigos), todas as condições estipuladas nas presentes especificações técnicas, nas secções 2 (*Regras Gerais de Concepção Estrutural Sísmo-Resistente*), 3 (*Modelos e Métodos de Análise Estrutural*), 4 (*Quantificação dos Efeitos das Acções Sísmicas*),

5 (*Segurança dos Elementos Estruturais*), 6 (*Segurança dos Elementos Não Estruturais, Instalações Básicas e Equipamentos*), 8 (*Especificações Geotécnicas*), 9 (*Elementos Complementares de Projecto*) e *Anexos*. Exceptuam-se apenas as condições estipuladas na subsecção 5.2 (*Disposições complementares de pormenorização de elementos de betão armado*) das presentes especificações técnicas, em que se considera que as cláusulas da Secção 5 (*Specific rules for concrete buildings*) do Eurocódigo 8 [19] são suficientes.

Uma das formas de protecção sísmica dos edifícios hospitalares consiste no designado *isolamento sísmico*, também dito *isolamento de base*. Nestes casos, o edifício e as correspondentes instalações básicas são desligados do meio de fundação, o que se pode revelar benéfico tanto para a estrutura como para elementos não estruturais, instalações básicas e equipamentos. Esta solução estrutural tem vindo a ser crescentemente utilizada em instalações hospitalares, sendo, consequentemente, abordada nas presentes especificações técnicas, na Secção 7 (*Isolamento Sísmico*) e Anexo 1. Dado que o quadro regulamentar nacional não aborda este tipo de soluções estruturais, caso optem pela mesma, os projectistas deverão cumprir as condições estipuladas na Secção 10 do Eurocódigo 8 [19] (*Base Isolation*) cumulativamente com as condições estipuladas na Secção 7 e Anexo 1 das presentes especificações técnicas.

Refira-se, por fim, que por se tratar da solução estrutural mais corrente em Portugal, as presentes especificações técnicas abordam com maior detalhe as estruturas de betão armado.

2. REGRAS GERAIS DE CONCEPÇÃO ESTRUTURAL SÍSMO-RESISTENTE

Sem prejuízo da observância das especificações geotécnicas apresentadas na Secção 8 das presentes especificações técnicas, a implantação dos edifícios hospitalares deverá observar as seguintes condições:

- Os edifícios hospitalares não deverão, em geral, ser construídos próximos de falhas tectónicas identificadas como activas em documentos oficiais emitidos pelas autoridades nacionais competentes, nem em zonas em que os solos existentes sejam das classes D e E, conforme classificação definida no Eurocódigo 8 [19] e na Tabela 1 das presentes especificações técnicas;
- A possibilidade de ocorrência de alterações estruturais dos terrenos associadas à acção sísmica, tais como, deslizamento de taludes, liquefacção e adensamento de solos, deve ser explicitamente investigada com o reconhecimento geológico e geotécnico.

Concomitantemente com a observância das secções mais prescritivas das presentes especificações técnicas, a concepção geral dos elementos construtivos (estruturais ou não estruturais), das instalações básicas e dos equipamentos, deverá observar um conjunto de princípios que visam um comportamento sísmico aceitável e previsível. Sem prejuízo do cumprimento dos princípios

indicados nas cláusulas das subsecções 2.2.4.1 (*Specific Measures – Design*), 2.2.4.2 (*Specific Measures – Foundations*) e 4.2.1 (*Basic Principles of Conceptual Design*) do Eurocódigo 8 [19], considera-se importante observar os seguintes princípios básicos da concepção sísmo-resistente de estruturas de edifícios hospitalares:

- **Simplicidade estrutural**, caracterizada pela existência de um sistema claro e directo de transmissão das forças devidas à acção sísmica; deve ser um objectivo a atingir em todas as fases, desde a modelação até à análise, dimensionamento e pormenorização das estruturas; as estruturas devem apresentar formas simples e regulares, quer em planta, quer em alçado; se necessário, este princípio poderá ser conseguido dividindo as estruturas, por meio de juntas estruturais, em unidades dinâmicas independentes com adequada configuração;
- **Uniformidade e simetria**, relacionadas com a simplicidade das estruturas; devem ser asseguradas pela configuração e disposição dos elementos estruturais e pela distribuição das massas da construção, das instalações básicas e dos equipamentos; as estruturas devem ser, tanto quanto possível, simétricas no plano em relação às duas direcções ortogonais, no que concerne à rigidez e à distribuição das massas; as estruturas, no seu desenvolvimento em altura, devem, tanto quanto possível, manter, por piso, a constância da rigidez lateral e da massa ou, havendo variações, que a redução se faça de maneira gradual, sem variações bruscas, da base para o topo; embora possam ser considerados elementos não estruturais, os painéis de alvenaria alteram sensivelmente a distribuição de rigidez em planta e altura, pelo que a sua disposição deverá evitar a constituição de irregularidades em altura (que poderão originar mecanismos de piso flexível, *soft storey*), assim como em planta, procurando minimizar as distâncias efectivas entre os centros de massa e de rigidez dos pisos;
- **Resistência e rigidez às forças horizontais**, devem ser asseguradas a partir das características geométricas e mecânicas dos elementos estruturais, dispostos criteriosamente segundo a malha estrutural, usualmente ortogonal, de forma a conferir à estrutura a aptidão para resistir às forças horizontais, actuantes em qualquer direcção, geradas pelo movimento sísmico;
- **Resistência e rigidez à torção**; devem ser asseguradas, a par da resistência e rigidez laterais, mediante a disposição dos principais elementos resistentes junto à periferia, desde que compatível com a solução arquitectónica, de forma a dotar a estrutura de aptidão para limitar o desenvolvimento dos movimentos de torção; deve ser tido em conta que uma estreita relação entre a distribuição das massas e a distribuição da resistência e rigidez diminui a excentricidade entre massa e rigidez, minimizando os efeitos da torção;
- **Diafragmas indeformáveis no plano horizontal**, ao nível dos pisos; devem desempenhar as fun-

ções de ligação e transmissão das forças horizontais aos elementos verticais da estrutura e devem ainda contribuir, com a resistência e rigidez nos seus planos, para a resistência do conjunto quando sujeito àquele tipo de forças;

- **Travamento das fundações**, os elementos de fundação, sapatas ou estacas, devem ser ligados por vigas de fundação, ao nível das ligações dos elementos verticais resistentes com os elementos de fundação e segundo as duas direcções, usualmente ortogonais, definidas pelos alinhamentos dos pilares. Exceptuam-se as situações em que as características geotécnicas permitam dispensar esta exigência;
- **Nos painéis de parede de alvenaria inclusas**, entre os elementos estruturais principais, procurar não posicionar as aberturas (portas, janelas, vãos em geral) em zonas de contacto entre os elementos estruturais principais (vigas, pilares e paredes) e o painel de alvenaria; na disposição dos painéis de alvenaria, com particular incidência nos painéis exteriores, evitar a constituição de vãos rasgados ou de quaisquer outras configurações que propiciem a formação de mecanismos de coluna curta (*short column*);
- **Dimensionamento das juntas estruturais**, as juntas estruturais entre edifícios contíguos e independentes devem ser dimensionadas tendo em conta os deslocamentos relativos devidos à acção sísmica; estes últimos deslocamentos relativos assumem particular importância no caso de as unidades dinâmicas independentes apresentarem características de deformabilidade ou de massa muito diferentes; no atravessamento que procedem às juntas estruturais as instalações básicas deverão ser pormenorizadas para que possam acomodar esses deslocamentos relativos sem que haja roturas das mesmas instalações; os edifícios contíguos nessas juntas estruturais deverão ter as lajes de piso à mesma cota.

No caso da estruturas dos edifícios serem construídas em betão armado e sem prejuízo do cumprimento das regras de concepção de estruturas deste tipo constantes na Secção 5 (*Specific Rules For Concrete Buildings*) do Eurocódigo 8 [19], entende-se como necessário observar os seguintes princípios de comportamento sísmo-resistente de estruturas de betão armado:

- Os principais elementos das estruturas, resistentes às forças horizontais, tais como núcleos, paredes e pilares, não devem apresentar descontinuidades (interrupções) no seu desenvolvimento vertical, das fundações ao topo;
- Quando existentes, as lajes fungiformes constituídas por nervuras dispostas nas duas direcções ortogonais, aligeiradas através da incorporação de blocos leves perdidos ou da utilização de moldes recuperáveis, devem compreender bandas maciças nos alinhamentos entre pilares com rigidez significativamente maior do que a zona corrente das mesmas lajes;

- Quando existentes, quer as lajes fungiformes sejam maciças ou aligeiradas, deverão ser consideradas vigas de bordadura, com cutelo aparente, nos alinhamentos dos pilares ou paredes periféricos; as vigas de bordadura poderão ser dispensadas quando se situarem na extremidade de troços de laje em consola suficientemente destacados do alinhamento dos pilares periféricos para se poder considerar que as vigas não contribuirão para o funcionamento conjunto destes, nomeadamente durante a ocorrência de sísmos;
- No sentido de evitar uma situação de colapso progressivo de lajes, provocado por uma hipotética rotura por punçoamento de uma delas na sua ligação a um dos pilares, deve ser dimensionada e prevista na pormenorização uma armadura que atravesse cada pilar e tenha resistência suficiente para suspender a totalidade do pano suspenso de laje após a rotura por punçoamento;

Finalmente, no que se refere às fases subsequentes ao projecto, não devem ser permitidas modificações de monta nas estruturas, quer durante a fase da sua execução, quer durante o período subsequente da sua vida, a não ser que devidamente justificadas com base nos resultados das necessárias e prévias verificações do comportamento sísmico das estruturas objecto de alterações.

3. MODELOS E MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

3.1. Modelos de análise estrutural

Os modelos dos edifícios devem representar adequadamente a distribuição de rigidez e massa dos mesmos, tendo em conta os Estados Limites sob análise. A ligação entre os elementos estruturais, assim como a ligação dos mesmos aos elementos de fundação e demais características das fundações deverão ser fundamentados, representando fielmente as condições previsivelmente existentes no local.

No modelo para os Estados de Limitação de Danos poderá ser explicitamente considerado o efeito rigidificador dos painéis de alvenaria inclusos (ver 3.1.1 e Anexo 2, Parte 2-1). O módulo de elasticidade a adoptar para os elementos estruturais de betão armado deverá corresponder ao valor médio determinado aos 28 dias de idade. Os valores das inércias a considerar para os elementos estruturais de betão armado deverão ser reduzidos atendendo a que deverão corresponder ao estado fendilhado. Caso não se proceda um estudo detalhado da rigidez dos elementos fendilhados, as características de rigidez, à flexão e corte, dos elementos estruturais de betão armado poderá ser tomada como metade da correspondente rigidez em estado não fendilhado.

No modelo para os Estados Limites Últimos, os painéis de parede de alvenaria não deverão ser considerados, procedendo-se, no entanto, à verificação à posteriori do

efeito prejudicial das faixas comprimidas de alvenaria sobre os pilares adjacentes (ver Anexo 2, Parte 2-2) assim como das derivas entre pisos. À semelhança do verificado para o Estados de Limitação de Danos, o módulo de elasticidade a adoptar para os elementos estruturais de betão armado deverá corresponder ao valor médio determinado aos 28 dias de idade e a rigidez à flexão e corte dos mesmos elementos deverá ser reduzida relativamente àquela que corresponde ao estado não fendilhado (por defeito, poder-se-á considerar também uma redução de 50%).

Em ambos os Estados Limites referidos, os modelos numéricos dos edifícios deverão ser tridimensionais.

As massas a considerar no modelo deverão corresponder à combinação quase permanente de acções para ambos os Estados Limites definidos.

3.1.1. Modelação dos painéis de alvenaria inclusos

Na análise aos Estados de Limitação de Danos o modelo numérico das estruturas preenchidas com paredes de alvenaria deve representar a rigidez e capacidade de deformação dos elementos estruturais principais (vigas, lajes, pilares, paredes resistentes, ligações, etc.), podendo, em acréscimo, representar o efeito rigidificador dos painéis de parede de alvenaria inclusos. Por painéis de alvenaria inclusos entendem-se todos painéis de alvenaria delimitados em ambas as extremidades por elementos estruturais de betão armado (pilares e/ou paredes) sem juntas especiais nesse contacto.

A modelação dos painéis de paredes de alvenaria, nos Estados de Limitação de Danos, deve seguir as regras constantes da Parte 2-1 e Parte 2-2 do Anexo 2. Na Parte 2-3 do mesmo anexo são ainda apresentados alguns valores que podem ser utilizados para modelação dos painéis de paredes de alvenaria comum. Estes painéis poderão ser modelados por escoras diagonais correspondentes a uma faixa com uma largura total de 15% do comprimento da diagonal do painel. Ou seja, se porventura forem consideradas duas escoras por quadro, cada uma terá uma secção transversal correspondente a uma faixa com uma largura de 7,5% do comprimento da diagonal do quadro. O módulo de elasticidade a considerar para as escoras de alvenaria deverá ser determinado experimentalmente, podendo considerar-se um valor de 3 GPa na ausência de resultados desse tipo quando se trate de alvenaria comum (alvenaria de tijolos cerâmicos com formato 30 x 20 x 15 cm e com 12 furos segundo a maior dimensão da peça, com argamassa cimentícia corrente). Independentemente do modelo considerar, ou não, explicitamente o efeito dos painéis de alvenaria inclusos nos quadros dos pórticos, terá que ser cumprido o valor limite da deriva entre pisos.

Quando se opte por considerar explicitamente as paredes de alvenaria no modelo numérico referente aos Estados de Limitação de Danos (assim como para os Estados Limites Últimos, quando se trate de verificar o efeito de forças localizadas sobre os elementos estruturais confinantes), os painéis de parede de alvenaria a serem considerados deverão cumprir simultaneamente as seguintes condições:

- Estes painéis preenchem (total ou parcialmente) o plano definido pelos elementos estruturais confinantes, não devendo ser considerados quaisquer painéis de parede de alvenaria existentes fora dos alinhamentos definidos pelos elementos verticais;
- Apenas se consideram os painéis exteriores; a compartimentação interior pode variar e com esta a localização dos painéis interiores de paredes de alvenaria, não devendo, conseqüentemente, estes últimos ser tidos em conta;
- As alvenarias deverão ser resistentes, podendo ser constituídas por tijolos cerâmicos furados (situação em que se indicam as características mecânicas em Felicita Pires [21] e Anexo 2, Parte 2-3), ou por tijolos de outro tipo (de betão, cerâmicos maciços, cerâmicos perfurados, etc.) ou ainda alvenarias reforçadas. Com a excepção das alvenarias constituídas por tijolos cerâmicos furados, deverão justificar-se os valores considerados para as propriedades mecânicas da alvenaria;
- Deverão estar em contacto com ambos os elementos verticais confinantes, não dispondo de quaisquer folgas ou aberturas ao longo desses contactos laterais;
- Quando haja aberturas (portas, janelas, etc.), estas deverão ter uma área total inferior a 60% da área do painel, e, não deverá haver mais do que 1 abertura significativa, e o número total de aberturas não deverá ser superior a 2 (independentemente da sua área total).

3.2. Métodos de análise estrutural

Dada a importância dos edifícios hospitalares e consequente necessidade de maior controlo do seu desempenho sísmico, deverão excluir-se os métodos baseados em análises estáticas lineares. Poderão, conseqüentemente, utilizar-se métodos de análise dinâmica linear (corrigindo os resultados obtidos para os Estados Limites Últimos pelos correspondentes coeficientes de comportamento referentes a esforços), de análise dinâmica não linear ou de análise estática não linear.

4. QUANTIFICAÇÃO DOS EFEITOS DAS ACÇÕES SÍSMICAS

4.1. Introdução

Em Portugal continental devem ser consideradas duas acções sísmicas distintas: um sismo de grande distância focal e maior magnitude, representativo da sismicidade interplacas e um sismo de pequena distância focal, representativo da sismicidade intraplacas. Neste documento esses dois tipos de sismo serão identificados, respectivamente, por *sismo afastado* e *sismo próximo*.

Os efeitos da acção sísmica serão determinados com base nos espectros de resposta elásticos referentes à componente horizontal do movimento para o coeficiente de amortecimento de 5%. Os parâmetros que influenciam a definição do espectro de resposta são: o tipo de acção sísmica, o tipo de terreno de fundação, a zona sísmica (para o tipo de acção sísmica) e o valor máximo nominal da aceleração no terreno de fundação do tipo A (ver Tabela 1).

O valor da aceleração máxima nominal no terreno depende ainda do estado limite considerado. Assim deverão ser definidos dois conjuntos de valores da aceleração máxima no terreno: um para um nível de probabilidade de ocorrência compatível com os Estados de Limitação de Danos e outro compatível com a probabilidade de ocorrência associada aos Estados Limites Últimos.

4.2. Classificação dos terrenos de fundação

A influência das condições locais do terreno de fundação na acção sísmica em geral será considerada através de cinco tipos de terreno de fundação (A, B, C, D e E), de acordo com as características dos perfis estratigráficos apresentadas na Tabela 1.

Tipo de Terreno de Fundação	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT}	c_u (KPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície.	>800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade.	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros.	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura.	<180	<15	<70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s.			

Tabela 1 – Tipos de terreno de fundação

Notas

$v_{s,30}$ é a velocidade média de propagação das ondas S nos 30 metros superficiais do perfil de solo, para uma distorção igual ou inferior a 10^{-5} .

N_{SPT} é o número de pancadas no teste SPT (*Standard Penetration Test*).

c_u é o valor da coesão não drenada do solo.

4.3. Zonamento sísmico

Para efeitos da definição da acção sísmica deve ser considerado o zonamento sísmico que se apresenta de seguida [22], [25]. Deve referir-se que o zonamento

indicado é diferente consoante o tipo de sismo considerado: sismo afastado, acção sísmica tipo 1; ou sismo próximo, acção sísmica tipo 2.

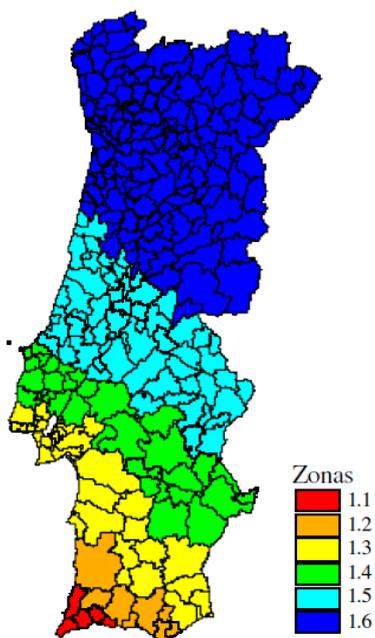


Figura 1 – Acção Sísmica Tipo 1. Sismo afastado [22], [25]

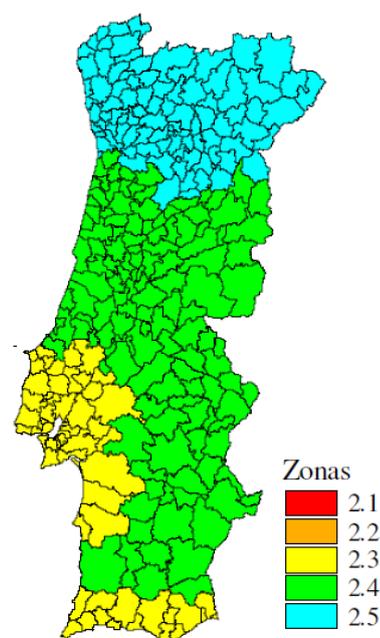


Figura 2 – Acção Sísmica Tipo 2. Sismo próximo [22], [25].

Note-se que as zonas 2.1 e 2.2 identificadas na figura 2 (sismo próximo) não têm correspondência no território continental, sendo unicamente definidas para o arquipélago dos Açores (não abrangido pelas presentes especificações).

Apresenta-se de seguida a listagem dos concelhos do território continental com a indicação das zonas correspondentes (sismos afastado e próximo).

CONCELHO	DISTRITO	ZONA	
		Sismo 1 Afastado	Sismo 2 Próximo
ABRANTES	SANTAREM	1.5	2.4
ÁGUEDA	AVEIRO	1.6	2.4
AGUIAR DA BEIRA	GUARDA	1.6	2.5
ALANDROAL	EVORA	1.5	2.4
ALBERGARIA-A-VELHA	AVEIRO	1.6	2.4
ALBUFEIRA	FARO	1.2	2.3
ALCÁCER DO SAL	SETUBAL	1.3	2.3
ALCANENA	SANTAREM	1.5	2.4
ALCOBAÇA	LEIRIA	1.5	2.4
ALCOCHETE	SETUBAL	1.3	2.3
ALCOUTIM	FARO	1.3	2.4
ALENQUER	LISBOA	1.4	2.3
ALFÂNDEGA DA FÉ	BRAGANCA	1.6	2.5
ALJÓ	VILA REAL	1.6	2.5
ALJEZUR	FARO	1.1	2.3
ALJUSTREL	BEJA	1.3	2.4
ALMADA	SETUBAL	1.3	2.3
ALMEIDA	GUARDA	1.6	2.4
ALMEIRIM	SANTAREM	1.5	2.3
ALMODÓVAR	BEJA	1.3	2.4
ALPIARÇA	SANTAREM	1.5	2.4
ALTER DO CHÃO	PORTALEGRE	1.5	2.4
ALVAÍZERE	LEIRIA	1.5	2.4
ALVITO	BEJA	1.4	2.4
AMADORA	LISBOA	1.3	2.3
AMARANTE	PORTO	1.6	2.5
AMARES	BRAGA	1.6	2.5
ANADIA	AVEIRO	1.6	2.4
ANSIÃO	LEIRIA	1.5	2.4
ARCOS DE VALDEVEZ	VIANA DO CASTELO	1.6	2.5
ARGANIL	COIMBRA	1.6	2.4
ARMAMAR	UISEU	1.6	2.5
AROUCA	AVEIRO	1.6	2.5
ARRAIÓLOS	EVORA	1.4	2.4
ARRONCHES	PORTALEGRE	1.5	2.4
ARRUDA DOS VINHOS	LISBOA	1.4	2.3
AVEIRO	AVEIRO	1.6	2.4
AVIS	PORTALEGRE	1.5	2.4
AZAMBUJA	LISBOA	1.4	2.3
BAIÃO	PORTO	1.6	2.5
BARCELOS	BRAGA	1.6	2.5
BARRANCOS	BEJA	1.4	2.4
BARREIRO	SETUBAL	1.3	2.3
BATALHA	LEIRIA	1.5	2.4
BEJA	BEJA	1.4	2.4
BELMONTE	CASTELO BRANCO	1.6	2.4
BENAVENTE	SANTAREM	1.4	2.3
BOMBARRAL	LEIRIA	1.4	2.3
BORBA	EVORA	1.5	2.4
BOTICAS	VILA REAL	1.6	2.5
BRAGA	BRAGA	1.6	2.5
BRAGANÇA	BRAGANCA	1.6	2.5
CABEZEIRAS DE BASTO	BRAGA	1.6	2.5
CADAVAL	LISBOA	1.4	2.3
CALDAS DA RAINHA	LEIRIA	1.5	2.4
CAMINHA	VIANA DO CASTELO	1.6	2.5
CAMPO MAIOR	PORTALEGRE	1.5	2.4
CANTANHEDE	COIMBRA	1.5	2.4
CARRAZEDA DE ANSIÃES	BRAGANCA	1.6	2.5
CARREGAL DO SAL	UISEU	1.6	2.4
CARTAXO	SANTAREM	1.4	2.3
CASCAIS	LISBOA	1.3	2.3
CASTANHEIRA DE PÉRA	LEIRIA	1.6	2.4
CASTELO BRANCO	CASTELO BRANCO	1.6	2.4
CASTELO DE PAIVA	AVEIRO	1.6	2.5
CASTELO DE VIDE	PORTALEGRE	1.5	2.4
CASTRO DAIRE	UISEU	1.6	2.5
CASTRO MARIM	FARO	1.3	2.3
CASTRO VERDE	BEJA	1.3	2.4
CELORICO DA BEIRA	GUARDA	1.6	2.4

CONCELHO	DISTRITO	ZONA	
		Sismo 1 Afastado	Sismo 2 Próximo
CELORICO DE BASTO	BRAGA	1.6	2.5
CHAMUSCA	SANTAREM	1.5	2.4
CHAVES	VILA REAL	1.6	2.5
CINFÃES	UISEU	1.6	2.5
COIMBRA	COIMBRA	1.6	2.4
CONDEIXA-A-NOVA	COIMBRA	1.5	2.4
CONSTÂNCIA	SANTAREM	1.5	2.4
CORUCHE	SANTAREM	1.4	2.3
COVILHÃ	CASTELO BRANCO	1.6	2.4
CRATO	PORTALEGRE	1.5	2.4
CUBA	BEJA	1.4	2.4
ELVAS	PORTALEGRE	1.5	2.4
ENTRONCAMENTO	SANTAREM	1.5	2.4
ESPINHO	AVEIRO	1.6	2.5
ESPOSENDE	BRAGA	1.6	2.5
ESTARREJA	AVEIRO	1.6	2.4
ESTREMOZ	EVORA	1.5	2.4
ÉVORA	EVORA	1.4	2.4
FAFE	BRAGA	1.6	2.5
FARO	FARO	1.2	2.3
FELGUEIRAS	PORTO	1.6	2.5
FERREIRA DO ALENTEJO	BEJA	1.3	2.4
FERREIRA DO ZÉZERE	SANTAREM	1.5	2.4
FIGUEIRA DA FOZ	COIMBRA	1.5	2.4
FIGUEIRA DE CASTELO RODRIGO	GUARDA	1.6	2.5
FIGUEIRÓ DOS VINHOS	LEIRIA	1.5	2.4
FORNOS DE ALGODRES	GUARDA	1.6	2.4
FREIXO DE ESPADA À CINTA	BRAGANCA	1.6	2.5
FRONTEIRA	PORTALEGRE	1.5	2.4
FUNDÃO	CASTELO BRANCO	1.6	2.4
GAVIÃO	PORTALEGRE	1.5	2.4
GÓIS	COIMBRA	1.6	2.4
GOLEGÁ	SANTAREM	1.5	2.4
GONDOMAR	PORTO	1.6	2.5
GOUVEIA	GUARDA	1.6	2.4
GRÂNDOLA	SETUBAL	1.3	2.3
GUARDA	GUARDA	1.6	2.4
GUIMARÃES	BRAGA	1.6	2.5
IDANHA-A-NOVA	CASTELO BRANCO	1.6	2.4
ÍLHAVO	AVEIRO	1.6	2.4
LAGOA	FARO	1.1	2.3
LAGOS	FARO	1.1	2.3
LAMEGO	UISEU	1.6	2.5
LEIRIA	LEIRIA	1.5	2.4
LISBOA	LISBOA	1.3	2.3
LOULÉ	FARO	1.2	2.3
LOURES	LISBOA	1.3	2.3
LOURINHÃ	LISBOA	1.4	2.3
LOUSÃ	COIMBRA	1.6	2.4
LOUSADA	PORTO	1.6	2.5
MAÇÃO	SANTAREM	1.5	2.4
MACEDO DE CAVALERIOS	BRAGANCA	1.6	2.5
MAFRA	LISBOA	1.4	2.3
MAIA	PORTO	1.6	2.5
MANGUALDE	UISEU	1.6	2.4
MANTEIGAS	GUARDA	1.6	2.4
MARCO DE CÂNAVESES	PORTO	1.6	2.5
MARINHA GRANDE	LEIRIA	1.5	2.4
MARVÃO	PORTALEGRE	1.5	2.4
MATOSINHOS	PORTO	1.6	2.5
MEALHADA	AVEIRO	1.6	2.4
MEDA	GUARDA	1.6	2.5
MELGAÇO	VIANA DO CASTELO	1.6	2.5
MÉRTOLA	BEJA	1.3	2.4
MESÃO FRIO	VILA REAL	1.6	2.5
MIRA	COIMBRA	1.5	2.4
MIRANDA DO CORVO	COIMBRA	1.5	2.4
MIRANDA DO DOURO	BRAGANCA	1.6	2.5
MIRANDELA	BRAGANCA	1.6	2.5
MOGADOURO	BRAGANCA	1.6	2.5

Tabela 2a – Zonamento das ações sísmicas por concelho, Parte 1, [22], [25].

CONCELHO	DISTRITO	ZONA	
		Sismo 1 Afastado	Sismo 2 Próximo
MOIMENTA DA BEIRA	VEISEU	1.6	2.5
MOITA	SETUBAL	1.3	2.3
MONÇÃO	VIANA DO CASTELO	1.6	2.5
MONCHIQUE	FARO	1.2	2.3
MONDIM DE BASTO	VILA REAL	1.6	2.5
MONFORTE	PORTALEGRE	1.5	2.4
MONTALEGRE	VILA REAL	1.6	2.5
MONTEMOR-O-NOVO	EVORA	1.4	2.4
MONTEMOR-O-VELHO	COIMBRA	1.5	2.4
MONTIJO	SETUBAL	1.3	2.3
MORA	EVORA	1.5	2.4
MORTÁGUA	VEISEU	1.6	2.4
MOURA	BEJA	1.4	2.4
MOURÃO	EVORA	1.4	2.4
MURÇA	VILA REAL	1.6	2.5
MURTOSA	AVEIRO	1.6	2.4
NAZARÉ	LEIRIA	1.5	2.4
NELAS	VEISEU	1.6	2.4
NISA	PORTALEGRE	1.5	2.4
ÓBIDOS	LEIRIA	1.4	2.3
ODEMIRA	BEJA	1.2	2.4
ODIVELAS	LISBOA	1.3	2.3
OEIRAS	LISBOA	1.3	2.3
OLEIROS	CASTELO BRANCO	1.6	2.4
OLHÃO	FARO	1.2	2.3
OLIVEIRA DE AZEMÉIS	AVEIRO	1.6	2.4
OLIVEIRA DE FRADES	VEISEU	1.6	2.4
OLIVEIRA DO BAIRRO	AVEIRO	1.6	2.4
OLIVEIRA DO HOSPITAL	COIMBRA	1.6	2.4
OURÉM	SANTAREM	1.5	2.4
OURIQUE	BEJA	1.3	2.4
ÓVAR	AVEIRO	1.6	2.4
PAÇOS DE FERREIRA	PORTO	1.6	2.5
PALMELA	SETUBAL	1.3	2.3
PAMPILHOSA DA SERRA	COIMBRA	1.6	2.4
PAREDES	PORTO	1.6	2.5
PAREDES DE COURA	VIANA DO CASTELO	1.6	2.5
PEDRÓGÃO GRANDE	LEIRIA	1.5	2.4
PENACOVA	COIMBRA	1.6	2.4
PENAFIEL	PORTO	1.6	2.5
PENALVA DO CASTELO	VEISEU	1.6	2.5
PENAMACOR	CASTELO BRANCO	1.6	2.4
PENEDONO	VEISEU	1.6	2.5
PENELA	COIMBRA	1.5	2.4
PENICHE	LEIRIA	1.4	2.3
PESO DA RÉGUA	VILA REAL	1.6	2.5
PINHEL	GUARDA	1.6	2.4
POMBAL	LEIRIA	1.5	2.4
PONTE DA BARCA	VIANA DO CASTELO	1.6	2.5
PONTE DE LIMA	VIANA DO CASTELO	1.6	2.5
PONTE DE SOR	PORTALEGRE	1.5	2.4
PORTALEGRE	PORTALEGRE	1.5	2.4
PORTEL	EVORA	1.4	2.4
PORTIMÃO	FARO	1.1	2.3
PORTO	PORTO	1.6	2.5
PORTO DE MÓS	LEIRIA	1.5	2.4
PÓVOA DE LANHOSO	BRAGA	1.6	2.5
PÓVOA DE VARZIM	PORTO	1.6	2.5
PROENÇA-A-NOVA	CASTELO BRANCO	1.5	2.4
REDONDO	EVORA	1.5	2.4
REGUENGOS DE MONSARAZ	EVORA	1.4	2.4
RESENDE	VEISEU	1.6	2.5
RIBEIRA DE PENA	VILA REAL	1.6	2.5
RIO MAIOR	SANTAREM	1.5	2.3
SABROSA	VILA REAL	1.6	2.5
SABUGAL	GUARDA	1.6	2.4
SALVATERRA DE MAGOS	SANTAREM	1.4	2.3
SANTA COMBA DÃO	VEISEU	1.6	2.4
SANTA MARIA DA FEIRA	AVEIRO	1.6	2.4

CONCELHO	DISTRITO	ZONA	
		Sismo 1 Afastado	Sismo 2 Próximo
SANTA MARTA DE PENAGUIÃO	VILA REAL	1.6	2.5
SANTARÉM	SANTAREM	1.5	2.3
SANTIAGO DO CACÉM	SETUBAL	1.3	2.3
SANTO TIROSO	PORTO	1.6	2.5
SÃO BRÁS DE ALPORTEL	FARO	1.2	2.3
SÃO JOÃO DA MADEIRA	AVEIRO	1.6	2.4
SÃO JOÃO DA PESQUEIRA	VEISEU	1.6	2.5
SÃO PEDRO DO SUL	VEISEU	1.6	2.4
SARDOAL	SANTAREM	1.5	2.4
SÁTÃO	VEISEU	1.6	2.5
SEIA	GUARDA	1.6	2.4
SEIXAL	SETUBAL	1.3	2.3
SERNANCELHE	VEISEU	1.6	2.5
SERPA	BEJA	1.4	2.4
SERTÁ	CASTELO BRANCO	1.5	2.4
SESIMBRA	SETUBAL	1.3	2.3
SETÚBAL	SETUBAL	1.3	2.3
SEVER DO VOUGA	AVEIRO	1.6	2.4
SILVES	FARO	1.2	2.3
SINES	SETUBAL	1.3	2.3
SINTRA	LISBOA	1.3	2.3
SOBRAL DE MONTE AGRÃO	LISBOA	1.4	2.3
SOURE	COIMBRA	1.5	2.4
SOUSEL	PORTALEGRE	1.5	2.4
TÁBUA	COIMBRA	1.6	2.4
TABUAÇO	VEISEU	1.6	2.5
TAROUÇA	VEISEU	1.6	2.5
TAVIRA	FARO	1.3	2.3
TERRAS DE BOURO	BRAGA	1.6	2.5
TOMAR	SANTAREM	1.5	2.4
TONDELA	VEISEU	1.6	2.4
TORRE DE MONCORVO	BRAGANCA	1.6	2.5
TORRES NOVAS	SANTAREM	1.5	2.4
TORRES VEDRAS	LISBOA	1.4	2.3
TRANCOSO	GUARDA	1.6	2.5
TROFA	PORTO	1.6	2.5
VAGOS	AVEIRO	1.6	2.4
VALE DE CAMBRA	AVEIRO	1.6	2.4
VALENÇA	VIANA DO CASTELO	1.6	2.5
VALONGO	PORTO	1.6	2.5
VALPAÇOS	VILA REAL	1.6	2.5
VENDAS NOVAS	EVORA	1.4	2.3
VIANA DO ALENTEJO	EVORA	1.4	2.4
VIANA DO CASTELO	VIANA DO CASTELO	1.6	2.5
VIDIGUEIRA	BEJA	1.4	2.4
VIEIRA DO MINHO	BRAGA	1.6	2.5
VILA DE REI	CASTELO BRANCO	1.5	2.4
VILA DO BISPO	FARO	1.1	2.3
VILA DO CONDE	PORTO	1.6	2.5
VILA FLOR	BRAGANCA	1.6	2.5
VILA FRANCA DE XIRA	LISBOA	1.4	2.3
VILA NOVA DA BARQUINHA	SANTAREM	1.5	2.4
VILA NOVA DE CERVEIRA	VIANA DO CASTELO	1.6	2.5
VILA NOVA DE FAMALICÃO	BRAGA	1.6	2.5
VILA NOVA DE FOZ CÔA	GUARDA	1.6	2.5
VILA NOVA DE GAIA	PORTO	1.6	2.5
VILA NOVA DE PAIVA	VEISEU	1.6	2.5
VILA NOVA DE POIARES	COIMBRA	1.6	2.4
VILA POUCA DE AGUIAR	VILA REAL	1.6	2.5
VILA REAL	VILA REAL	1.6	2.5
VILA REAL DE SANTO ANTÓNIO	FARO	1.3	2.3
VILA VELHA DE RÔDÃO	CASTELO BRANCO	1.6	2.4
VILA VERDE	BRAGA	1.6	2.5
VILA VIÇOSA	EVORA	1.5	2.4
VIMIOSO	BRAGANCA	1.6	2.5
VINHAI	BRAGANCA	1.6	2.5
VEISEU	VEISEU	1.6	2.5
VIZELA	BRAGA	1.6	2.5
VOUZELA	VEISEU	1.6	2.4

Tabela 2b – Zonamento das ações sísmicas por concelho, Parte 2, [22], [25].

4.4. Aceleração máxima no terreno de fundação

Na Tabela 3 estão indicados os valores de aceleração máxima necessários para a definição dos espectros de resposta a considerar em cada um dos estados limites.

Acção Sísmica		Requisito de limitação de danos (Estados de Limitação de Danos) [m/s ²]	Requisito de não colapso (Estados Limites Últimos) [m/s ²]
Acção do Sismo Afastado	Zona 1.1	1.95	4.88
	Zona 1.2	1.56	3.90
	Zona 1.3	1.17	2.93
	Zona 1.4	0.78	1.95
	Zona 1.5	0.47	1.17
	Zona 1.6	0.27	0.68
Acção do Sismo Próximo	Zona 2.3	1.40	2.55
	Zona 2.4	0.91	1.65
	Zona 2.5	0.66	1.20

Tabela 3 – Valores da aceleração máxima nominal no terreno de fundação do tipo A (*a_g*) [22], [25]

Os valores indicados na Tabela 3 não carecem da afectação suplementar de coeficientes de segurança. Deve ainda referir-se que esses valores já se encontram afectados dos coeficientes de importância γ definidos no Eurocódigo 8 [19] para hospitais, ajustados tendo em conta os resultados mais recentes referentes à sismicidade do território continental Português. Como referido atrás, esta afectação pelo coeficiente de importância é equivalente à redução indicada para o coeficiente de comportamento relativo a esforços η definido no REBAP [2] para edifícios do mesmo tipo. Na Tabela 3 considerou-se que o período de vida útil era de 50 anos para ambos os Estados Limites.

4.5. Espectros de resposta elásticos

Para a definição da acção sísmica adopta-se um espectro de resposta elástico de acelerações para a componente horizontal do movimento de acordo com as seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta^{2,5} - 1) \right] \quad (4-1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta^{2,5} \quad (4-2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta^{2,5} \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (4-3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_e(T) = a_g S \eta^{2,5} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (4-4)$$

em que:

- $S_e(T)$ espectro de resposta elástico [m/s²];
- T período de vibração de um sistema de um grau de liberdade [s];
- a_g valor da aceleração máxima nominal em terreno de fundação do tipo A [m/s²];
- T_B limite inferior do período no ramo de aceleração espectral constante [s];
- T_C limite superior do período no ramo de aceleração espectral constante [s];
- T_D limite inferior do ramo de deslocamento espectral constante [s];
- S factor do tipo de terreno de fundação;
- η factor de correcção do amortecimento com um valor de referência de $\eta=1$ para amortecimento viscoso de 5%.

Quando o coeficiente de amortecimento viscoso ζ seja diferente de 5%, este pode ser determinado por:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \zeta}} \geq 0,55 \quad (4-5)$$

Nas Tabelas 4 e 5 estão indicados os valores das variáveis propostas respectivamente para a acção afastada e para a acção próxima. Estes valores correspondem aos valores propostos pelo Grupo de Trabalho GT EC8, tendo sido publicados por Cansado Carvalho [22] e posteriormente ajustados pelo mesmo grupo de trabalho [25].

		Acção Sísmo Afastado					
		Variáveis	Terreno Tipo				
			A	B	C	D	E
Zona 1.1	S	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
	T_B [s]	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	[s]
	T_C [s]	0.6	0.6	0.6	0.8	0.6	[s]
	T_D [s]	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	[s]
Zona 1.2	S	1.0	1.01	1.02	1.03	1.03	
	T_B [s]	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	[s]
	T_C [s]	0.6	0.6	0.6	0.8	0.6	[s]
	T_D [s]	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	[s]
Zona 1.3	S	1.0	1.13	1.22	1.36	1.29	
	T_B [s]	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	[s]
	T_C [s]	0.6	0.6	0.6	0.8	0.6	[s]
	T_D [s]	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	[s]
Zona 1.4	S	1.0	1.24	1.41	1.68	1.55	
	T_B [s]	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	[s]
	T_C [s]	0.6	0.6	0.6	0.8	0.6	[s]
	T_D [s]	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	[s]
Zona 1.5	S	1.0	1.33	1.57	1.94	1.75	
	T_B [s]	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	[s]
	T_C [s]	0.6	0.6	0.6	0.8	0.6	[s]
	T_D [s]	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	[s]
Zona 1.6	S	1.0	1.35	1.60	2.00	1.80	
	T_B [s]	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	[s]
	T_C [s]	0.6	0.6	0.6	0.8	0.6	[s]
	T_D [s]	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	[s]

Tabela 4 – Valores dos parâmetros necessários à definição do espectro de resposta elástico do sismo afastado [22], [25] (os valores de a_g encontram-se referidos na Tabela 3)

		Acção Sismo Próximo					
		Terreno Tipo					
Variáveis		A	B	C	D	E	
Zona 2.3	S	1.00	1.17	1.29	1.48	1.39	
	T_B [s]	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	[s]
	T_C [s]	0.25	0.25	0.25	0.30	0.25	[s]
	T_D [s]	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	[s]
Zona 2.4	S	1.00	1.27	1.47	1.78	1.63	
	T_B [s]	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	[s]
	T_C [s]	0.25	0.25	0.25	0.30	0.25	[s]
	T_D [s]	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	[s]
Zona 2.5	S	1.00	1.33	1.56	1.93	1.75	
	T_B [s]	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	[s]
	T_C [s]	0.25	0.25	0.25	0.30	0.25	[s]
	T_D [s]	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	[s]

Tabela 5 – Valores dos parâmetros necessários à definição do espectro de resposta elástico do sismo próximo [22], [25] (os valores de a_g encontram-se referidos na Tabela 3)

A verificação de segurança para os Estados de Limitação de Danos deve ser realizada considerando os espectros de dimensionamento para a análise elástica definidos anteriormente, com o valor de a_g correspondente aos Estados de Limitação de Danos como indicados na Tabela 3.

4.6. Espectros de dimensionamento para análise elástica

Nas análises para os Estados Limites Últimos pode evitar-se o recurso a modelos não lineares para a análise estrutural. Nestas circunstâncias, o comportamento dúctil da estrutura e a sua capacidade de dissipar energia pode ser tido em conta através duma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido relativamente ao espectro elástico. Esta redução é materializada através do coeficiente de comportamento referente a esforços q .

O coeficiente de comportamento é a relação entre as forças sísmicas que resultariam duma análise completamente elástica com 5% de amortecimento e as forças que podem ser consideradas no dimensionamento da estrutura.

Para a definição da acção sísmica adopta-se um espectro de dimensionamento elástico de acelerações para a componente horizontal do movimento de acordo com as seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4-6)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \quad (4-7)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (4-8)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (4-9)$$

em que:

$S_d(T)$ espectro de resposta de dimensionamento [m/s²];

T período de vibração de um sistema de um grau de liberdade [s];

a_g valor da aceleração máxima nominal em terreno de fundação do tipo A [m/s²];

T_B limite inferior do período no ramo de aceleração espectral constante [s];

T_C limite superior do período no ramo de aceleração espectral constante [s];

T_D limite inferior do ramo de deslocamento espectral constante [s];

S factor do tipo de terreno;

q coeficiente de comportamento.

A verificação de segurança para os Estados Limites Últimos deve ser realizada considerando os espectros de dimensionamento para a análise elástica definidos anteriormente, com o valor de a_g correspondente aos Estados Limites Últimos como indicados na Tabela 3.

Quando o projecto seja desenvolvido de acordo com o REBAP [2] deverão considerar-se os valores do coeficiente de comportamento correspondentes a estruturas com ductilidade melhorada, devendo, em acréscimo, cumprir-se com as disposições relativas a estruturas com esse nível de ductilidade. Ainda no caso do projecto ser desenvolvido de acordo com o REBAP [2] e como a definição dos valores da aceleração máxima nominal indicados na Tabela 3 já teve em conta a importância da estrutura em análise, não deverá ser considerado qualquer factor de redução cumulativamente aplicado ao coeficiente de comportamento.

4.7. Regras de combinação da acção sísmica com as outras acções

Os efeitos da acção sísmica apenas devem ser considerados quando esta constitui a acção variável de base.

Nas combinações referentes aos Estados de Limitação de Danos os valores de cálculo dos efeitos actuantes podem ser determinados de acordo com a seguinte equação:

$$S_d = \sum_{i=1}^N S_{Gim} + E_{SLS} + \sum_{j=1}^M \psi_{2j} S_{Qjk} \quad (4-10)$$

Em que S_{Gim} representa o valor médio do efeito da acção permanente de ordem i , E_{SLS} representa o valor do efeito da acção sísmica (determinado com base no espectro de resposta elástico para os Estados de Limitação de Danos) e $\psi_{2j} S_{Qjk}$ representa o valor quase permanente da acção variável de ordem j .

Nas combinações referentes aos Estados Limites Últimos os valores de cálculo dos esforços (reações, forças de inércia, etc.) actuantes devem ser determinados de acordo com a seguinte equação:

$$S_d = \sum_{i=1}^N S_{Gik} + E_{ULS} + \sum_{j=1}^M \psi_{2j} S_{Qjk} \quad (4-11)$$

Em que S_{Gik} representa o valor característico do efeito da acção permanente de ordem i , E_{ULS} representa o valor do efeito da acção sísmica (determinado com base no espectro de dimensionamento para a análise elástica) e $\psi_{2j} S_{Qjk}$ representa o valor quase permanente da acção variável de ordem j .

Na ausência de informação fundamentada podem ser considerados iguais os valores médios e característicos dos efeitos das acções permanentes ($S_{Gim} = S_{Gik}$).

Deve referir-se que os valores dos efeitos das acções sísmicas (E_{SLS} e E_{ULS}) não carecem da afectação suplementar de coeficientes de segurança. Deve de novo referir-se também que esses valores já se encontram afectados do coeficiente de importância γ definido

no Eurocódigo 8 [19] para hospitais, ou, equivalentemente, da redução do coeficiente de comportamento relativo a esforços η definido no REBAP [2] para edifícios do mesmo tipo.

Ainda no referente às verificações dos Estados Limites Últimos quando se trate da determinação de deslocamentos haverá que desactualizar os resultados anteriores do coeficiente de comportamento referente a esforços (q).

5. SEGURANÇA DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

5.1. Generalidades

A segurança dos elementos estruturais face à combinação de acções em que a acção sísmica é a acção variável de base deverá ser realizada para os Estados Limites Últimos garantindo a verificação da seguinte condição:

$$S_d \leq R_d \quad (5-1)$$

Em que S_d é o valor de cálculo do esforço actuante (determinado de acordo com a equação (4-11) ou no caso aplicável, com a secção 5.2) e R_d o valor de cálculo do esforço resistente. R_d deverá ser determinado de acordo com o regulamento, ou secção de regulamento, referente ao material estrutural.

5.2. Disposições complementares de pormenorização de elementos de betão armado

Nos elementos estruturais em que poderá ocorrer a formação de rótulas plásticas deverão adoptar-se varões de aço com média ou alta ductilidade (A400NR, A400NRSD, A500NR, A500NRSD).

Caso a verificação de segurança dos elementos estruturais seja realizada de acordo com o REBAP [2], a pormenorização deverá cumprir com as correspondentes disposições de projecto e disposições construtivas, incluindo com as disposições relativas a estruturas de ductilidade melhorada. Nesse caso e complementarmente às verificações expressas no REBAP [2] deverão ser cumpridas as disposições complementares de pormenorização de elementos de betão armado seguidamente listadas.

5.2.1. Vigas de pórticos (Artº 143º)

Complementarmente ao Artigo 143º (Vigas de pórticos) deverá verificar-se:

- Em 143.6 o espaçamento dos estribos na zona junto aos nós não deverá ser superior a qualquer das seguintes medidas: 0,25d, 24 vezes o diâmetro dos estribos (em milímetros), 8 vezes o diâmetro do menor varão da armadura longitudinal (em milímetros) e 150mm. O diâmetro dos

varões destas armaduras não deverá ser inferior a 6 mm.

5.2.2. Pilares (Artº 144º)

Complementarmente ao Artº 144º (Pilares) deverá verificar-se:

- 144.2 – A secção total da armadura longitudinal não deve, em caso algum, ser inferior a 1% da secção do pilar.
- 144.3 – A secção total da armadura longitudinal não deve exceder 4% da secção do pilar; este limite deve ser respeitado mesmo em zonas de emenda de varões por sobreposição. As armaduras devem ser colocadas simetricamente caso as secções dos pilares também sejam simétricas.
- 144.6 – Nas zonas extremas dos pilares com ligação de continuidade a outros elementos, numa extensão, contada a partir das faces desses elementos, não inferior à maior dimensão da secção, a 1/6 da altura livre do pilar ou a 45cm, o espaçamento longitudinal da armadura transversal não deve ser superior a 10cm e o diâmetro dos varões desta armadura não deve ser inferior a 8mm. Se o quociente entre a altura do pilar e a maior dimensão da secção for inferior a 3, toda a extensão livre do pilar deve ser tida em conta.
- 144.7 – As emendas e interrupções dos varões da armadura longitudinal não devem ser realizadas nas zonas extremas referidas no parágrafo anterior; de preferência, estas descontinuidades da armadura devem localizar-se a meia altura dos pilares.

Ainda no mesmo artigo (Artº 144º) deverão acrescentar-se os seguintes parágrafos:

- 144.8 – As armaduras de esforço transversal devem ser dimensionadas considerando que o valor de cálculo do esforço transversal actuante é igual ao valor de cálculo do esforço transversal que resultaria da actuação, nas secções extremas da viga, de momentos iguais a 1,1 vezes o valor de cálculo dos momentos resistentes dessas secções, mobilizáveis por deslocamento lateral da estrutura.
- 144.9 – Nas zonas extremas dos pilares, definidas em 144.6, deve dispor-se uma armadura horizontal de confinamento calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} v_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (5-2)$$

Em que,

ω_{wd} percentagem mecânica de varões de cingimento nas zonas extremas, determinada por:

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \right] \geq 0,08 \quad (5-3)$$

- μ_{ϕ} factor de ductilidade em curvatura; caso não seja utilizado um método mais preciso podem tomar-se os seguintes valores: 6 para o caso de estruturas em pórtico, 4 para estruturas mistas pórtico-parede e 3 para estruturas parede;
- v_d esforço axial normalizado, $v_d = N_d / (A_c f_{cd})$;
- $\varepsilon_{sy,d}$ valor de cálculo da tensão de cedência do aço;
- b_c é a largura total da secção transversal;
- b_o largura do betão confinado (até ao centro das cintas);
- N_d esforço axial de dimensionamento para a combinação com o sismo como acção de base;
- f_{yd} tensão de cedência do aço;
- f_{cd} tensão de cedência do betão;
- α factor de eficácia do confinamento, igual a $\alpha = \alpha_n \alpha_s$, tendo em conta:
- α_n factor de eficácia do confinamento (planta);
- α_s factor de eficácia do confinamento (alçado).

Os factores α_n e α_s são determinados por expressões diferentes consoante se tratem de secções rectangulares ou circulares, procedendo-se nestas últimas à distinção entre cintas circulares ou em espiral.

Secções rectangulares:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 b_o h_o} \quad (5-4)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right)$$

com,

- h_o altura do betão confinado (até ao centro das cintas);
- s espaçamento das cintas;
- n número total de varões cingidos;
- b_i distância entre varões longitudinais cingidos consecutivos.

Secções circulares (com cintas circulares):

$$\alpha_n = 1$$

$$\alpha_s = \left(\frac{1-s}{2 D_o} \right)^2 \quad (5-5)$$

com,

D_o diâmetro do núcleo de betão confinado.

Secções circulares (com cintas em espiral):

$$\alpha_n = 1$$

$$\alpha_s = \left(\frac{1-s}{2 D_o} \right) \quad (5-6)$$

5.2.3. Nós dos pórticos (Artº 145º)

Neste artigo deverão acrescentar-se os seguintes parágrafos:

- 145.3 – Nos nós de pórticos deve garantir-se que pelo menos um varão de cada canto da secção de cada pilar e de cada viga, que concorre no nó, o atravesse sem interrupções.
- 145.4 – A armadura horizontal de confinamento, determinada nas zonas extremas dos pilares, conforme 144.9¹, deverá ser mantida nos nós de pórticos, com a excepção que se refere no parágrafo seguinte.
- 145.5 – Se convergirem vigas nos quatro lados do nó e a sua largura for pelo menos três quartos da dimensão paralela da secção do pilar, o espaçamento do confinamento horizontal do nó pode ser aumentado para o dobro do referido no parágrafo anterior, desde que não exceda 150mm.

5.2.4. Paredes e diafragmas (Artº 146º)

Alterar o parágrafo 146.1 da seguinte forma:

(...) Nestas paredes, a secção horizontal deve ainda satisfazer a condição:

$$N_d \leq 0,4 f_{cd} A_c \quad (5-7)$$

(...)

Acrescentar ao parágrafo 146.3:

Paredes de secções compostas por segmentos rectangulares ligados ou conectados (L, T, U, I ou semelhantes) devem ser tomadas como secções integrais, consistindo numa alma ou almas paralelas ou aproximadamente paralelas à direcção da força de corte actuante e o banzo ou banzos normais ou aproximadamente nor-

mais. Para o cálculo da resistência à flexão, a largura efectiva do banzo em cada lado da alma deve ser definida desde a face da alma até o mínimo dos seguintes:

- Largura do banzo;
- Metade da distância a uma alma adjacente da mesma parede;
- 25% da altura total da parede acima do nível considerado.

No mesmo artigo deve acrescentar-se ainda o seguinte parágrafo:

- 146.4 - Para paredes com secção rectangular, a percentagem mecânica de cintas necessária ω_{wd} nos elementos extremos (pilares fictícios) devem satisfazer a seguinte condição:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (5-8)$$

Em que os parâmetros já foram definidos anteriormente, exceptuando ω_v , que é a percentagem mecânica da armadura vertical da alma ($\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$).

Para paredes com banzos ou consistindo em várias partes rectangulares (formas T, L, I, U, ...) a percentagem mecânica de armadura nos elementos extremos pode ser determinada considerando que a força axial e a percentagem de armadura vertical devem ser normalizadas por $h_c b_c f_{cd}$, com a largura da secção b_c igual à largura do banzo comprimido ($v_d = N_d / (h_c b_c f_{cd})$), $\omega_v = (A_{sv} / h_c b_c) f_{yd} / f_{cd}$.

Nas expressões anteriores surgem novas variáveis cujo significado é dado de seguida:

- ρ_v percentagem de armadura vertical na alma de uma parede;
- $f_{yd,v}$ tensão de cedência do aço da armadura vertical da alma;
- A_{sv} área total de armadura entre varões de canto segundo uma direcção da secção do pilar.

6. SEGURANÇA DOS ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS, INSTALAÇÕES BÁSICAS E EQUIPAMENTOS

6.1. Generalidades

A segurança dos elementos não estruturais, das instalações básicas e dos equipamentos mais relevantes deve ser explicitamente demonstrada. Consideram-se nesse contexto como mais relevantes todos os elementos não estruturais, instalações básicas e equipamentos que cumpram com pelo menos uma das seguintes condições:

¹ Alterações introduzidas em 5.2.2 das presentes especificações técnicas

- Representem um investimento patrimonial elevado;
- Da sua queda, derrubamento ou deslizamento possam resultar prejuízos para a operacionalidade dos serviços médicos ou riscos de perdas de vidas humanas;
- Da sua avaria ou mau funcionamento possam resultar prejuízos para a operacionalidade dos serviços médicos ou riscos de perdas de vidas humanas.

Sem prejuízo das condições anteriormente listadas, enumeram-se na presente secção alguns dos elementos não estruturais, das instalações básicas e dos equipamentos considerados mais relevantes.

As verificações de segurança referentes aos elementos não estruturais, às instalações básicas e aos equipamentos deverão, na generalidade dos casos, demonstrar que estes apresentam danos limitados e que se mantêm operacionais para a acção sísmica correspondente ao Estado de Limitação de Danos. Em alguns casos, identificados explicitamente nesta secção, o nível de exigências é superior, devendo os mesmos manter-se intactos e em funcionamento para uma acção sísmica mais severa, correspondente ao Estado Limite Último.

Como referido anteriormente, na determinação dos efeitos da acção sísmica para o Estado de Limitação de Danos poderá considerar-se explicitamente o efeito rigidificador dos painéis de alvenaria exterior incluídos nos quadros delimitados entre elementos estruturais verticais (pilares e/ou paredes resistentes) e horizontais (vigas e/ou lajes), sempre que os mesmos não apresentem aberturas significativas.

A determinação dos efeitos da acção sísmica para o Estado Limite Último deverá ser realizada sem a consideração do efeito rigidificador dos painéis de alvenaria (exteriores ou interiores). Recorda-se que quando haja a necessidade de determinar os deslocamentos (deslocamentos horizontais entre pisos ou entre edifícios adjacentes) haverá que desafectar os resultados obtidos, com base no espectro de dimensionamento para a análise elástica, do coeficiente de comportamento relativo a esforços.

Em qualquer dos casos anteriores – elementos não estruturais, instalações básicas e equipamentos – os elementos em risco podem ser classificados como sensíveis à deriva, como sensíveis à aceleração ou como sensíveis à deriva e aceleração. Cabe aqui referir que se entende por deriva o deslocamento horizontal relativo entre dois pisos sucessivos, dividido pela distância (vertical) entre os mesmos.

No caso dos elementos sensíveis à deriva a comprovação da segurança é realizada demonstrando que a deriva verificada entre todos os pisos (para o Estado Limite indicado) não excede a capacidade dos mesmos elementos acomodarem deformações desse tipo.

Na generalidade dos elementos sensíveis à aceleração identificados deverá demonstrar-se que os mesmos se mantêm em operação para as acelerações determina-

das para o Estado de Limitação de Danos e, ainda, que os correspondentes dispositivos de fixação suportam em segurança as acelerações determinadas para o Estado Limite Último. Em alguns dos elementos explicitamente referidos o nível de exigências é superior, obrigando-se os mesmos a poderem suportar as acelerações determinadas para o Estado Limite Último sem que ocorra prejuízo para o seu funcionamento ou operacionalidade.

Para os elementos não estruturais, instalações básicas e equipamentos classificados como sensíveis à deriva e à aceleração, deverá demonstrar-se que os mesmos cumprem, simultaneamente, com as limitações em termos da deriva entre pisos e em termos das acelerações.

Nas instalações básicas mais relevantes que procedem ao atravessamento das juntas estruturais entre edifícios deverá demonstrar-se que as mesmas permitem acomodar os deslocamentos relativos entre os mesmos edifícios, determinados para a acção correspondente ao Estado de Limitação de Danos, no caso mais geral, ou correspondentes ao Estado Limite Último, nos casos explicitamente indicados.

6.2. Elementos não estruturais, instalações básicas e equipamentos sensíveis à deriva

6.2.1. Elementos construtivos não estruturais

Por elementos construtivos não estruturais consideram-se explicitamente na presente subsecção as paredes de alvenaria (exteriores ou interiores, de divisória).

A segurança dos elementos construtivos não estruturais encontra-se satisfeita quando se demonstre que a deriva máxima entre pisos não excede 0,50% para a acção sísmica compatível com o Estado de Limitação de Danos. Em acréscimo, obriga-se à verificação de um valor de 1,5% para a deriva entre pisos determinada para a acção sísmica compatível com o Estado Limite Último.

Para além das condições anteriores, referem-se as condições a cumprir pelos revestimentos das paredes exteriores (quando existentes), tectos falsos (e iluminação suspensa) e ductos. Estas condições encontram-se explicitadas nas RETEH [20].

6.2.2. Instalações e equipamentos eléctricos

As instalações e equipamentos eléctricos deverão apresentar um comportamento sísmo-resistente apropriado, exigindo-se, na generalidade dos casos, que permaneçam operacionais para a acção sísmica correspondente ao requisito de limitação de danos (Estado de Limitação de Danos). Em determinadas instalações de segurança electrónica (detecção e alarme de incêndios e detecção de gás combustível) as exigências de comportamento sísmo-resistente são mais restritivas, obrigando-se à conservação da operacionalidade para a acção sísmica correspondente ao requisito de não colapso (Estado

Limite Último). Estes casos são explicitamente referidos no corpo da presente subsecção.

Para a generalidade das instalações e equipamentos eléctricos listados nas RETEH [20] deverá garantir-se que as suas prumadas podem suportar deslocamentos horizontais relativos entre pisos (devidos à acção sísmica) correspondentes ao Estado de Limitação de Danos, com um valor limite superior de 0,5% do pé-direito. No caso dos elevadores refere-se ainda que as guias verticais devem ser capazes de suportar deslocamentos horizontais relativos entre pisos devidos à acção sísmica correspondente ao Estado de Limitação de Danos, com um limite superior de 0,5% do pé-direito.

Nas prumadas de algumas das instalações de segurança electrónica – rede de detecção e alarme de incêndios e rede de detecção de gases combustíveis – deverá demonstrar-se que as mesmas (prumadas) são capazes de suportar, mantendo a operacionalidade plena, deslocamentos horizontais relativos entre pisos (devidos à acção sísmica) correspondentes ao Estado Limite Último, com um valor limite superior de 1,5% do pé-direito.

Refere-se ainda que os sensores de detecção de incêndios ou de detecção de gás combustível deverão possuir dispositivos de suporte independentes do tecto falso, de tal forma que, caso se verifique a queda generalizada dos painéis do tecto falso, esses sensores permanecem operacionais.

6.2.3. Instalações e equipamentos mecânicos

As instalações e equipamentos mecânicos deverão apresentar um comportamento sísmo-resistente apropriado, exigindo-se, na generalidade dos casos, que permaneçam operacionais para a acção sísmica correspondente ao requisito de limitação de danos (Estado de Limitação de Danos). Em determinadas instalações e equipamentos mecânicos (instalações de gases medicinais e de gás combustível) as exigências de comportamento sísmo-resistente são mais restritivas, obrigando-se à conservação da operacionalidade para a acção sísmica correspondente ao requisito de não colapso (Estado Limite Último). Estes casos são explicitamente referidos no corpo da presente subsecção.

Para a generalidade das instalações e equipamentos mecânicos listados nas RETEH [20] deverá garantir-se que as suas prumadas podem suportar deslocamentos horizontais relativos entre pisos (devidos à acção sísmica) correspondentes ao Estado de Limitação de Danos, com um valor limite superior de 0,5% do pé-direito. Também no caso das passagens verticais das zonas técnicas deverá comprovar-se que as mesmas são capazes de suportar deslocamentos horizontais relativos entre pisos devidos à acção sísmica correspondente ao Estado de Limitação de Danos, com um limite superior de 0,5% do pé-direito.

As prumadas dos gases medicinais – O₂, N₂O, Ar comprimido respirável (ACR), vácuo e CO₂ – e da rede de gás combustível deverão ser capazes de suportar deslocamentos horizontais relativos entre pisos (devidos à acção sísmica) correspondentes ao Estado Limite Último, com um valor limite superior de 1,5% do pé-direito.

6.2.4. Instalações e equipamentos de águas e esgotos

As instalações e equipamentos de águas e esgotos deverão apresentar um comportamento sísmo-resistente apropriado, exigindo-se, na generalidade dos casos, que permaneçam operacionais para a acção sísmica correspondente ao requisito de limitação de danos (Estado de Limitação de Danos). Em determinadas instalações e equipamentos de águas e esgotos (prumadas da rede de combate a incêndios) as exigências de comportamento sísmo-resistente são mais restritivas, obrigando-se à conservação da operacionalidade para a acção sísmica correspondente ao requisito de não colapso (Estado Limite Último). Estes casos são explicitamente referidos no corpo da presente subsecção.

Para a generalidade das instalações e equipamentos de águas e esgotos listados nas RETEH [20] deverá garantir-se que as suas prumadas podem suportar deslocamentos horizontais relativos entre pisos (devidos à acção sísmica) correspondentes ao Estado de Limitação de Danos, com um valor limite superior de 0,5% do pé-direito.

As prumadas da rede de combate a incêndios deverão ser capazes de suportar deslocamentos horizontais relativos entre pisos (devidos à acção sísmica) correspondentes ao Estado Limite Último, com um valor limite superior de 1,5% do pé-direito.

6.3. Equipamentos e elementos sensíveis à aceleração

6.3.1. Generalidades

Nos equipamentos importantes, considerados sensíveis à aceleração, os projectistas deverão proceder à demonstração da sua conformidade face à acção correspondente ao Estado de Limitação de Danos (requisito de limitação de danos), assim como da conformidade dos seus dispositivos de fixação face à acção correspondente ao Estado Limite Último. Em alguns dos elementos não estruturais indicados deverá também demonstrar-se a suficiência das ligações face às acelerações determinadas para o Estado Limite Último.

Relativamente ao requisito de limitação de danos (Estado de Limitação de Danos), haverá que proceder à determinação dos valores da aceleração a_{DLR} correspondente no equipamento ou elemento de acordo com:

$$a_{DLR} = S_a g \gamma_a \quad (6-1)$$

com,

S_a , coeficiente sísmico no equipamento ou elemento, determinado por:

$$S_a = \frac{a_g}{g} S \frac{2 + 5 \frac{Z}{H}}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} \quad (6-2)$$

- Z altura a que se encontra o equipamento ou elemento, medida a partir do nível onde é aplicada a acção sísmica;
- H altura do edifício medida a partir da fundação;
- T_a período fundamental de vibração do equipamento ou elemento [s];
- T_1 período fundamental de vibração do edifício na direcção em análise [s];
- S factor do tipo de terreno de fundação (consultar Tabela 4 e Tabela 5);
- a_g aceleração máxima no terreno de fundação do tipo A (consultar Tabela 3, Estado de Limitação de Danos) [m/s²];
- γ_a factor de importância do equipamento ou elemento cujo valor deve ser considerado de acordo com a Tabela 6.
- g aceleração da gravidade [m/s²].

Tipo de equipamento ou elemento	γ_a
Máquinas ou equipamentos essenciais para o funcionamento de sistemas de emergência e de apoio à vida. Tanques e depósitos contendo substâncias tóxicas, explosivas ou consideradas perigosas para a saúde pública.	≥ 1.5
Outras situações	1.0

Tabela 6 – Valores do factor de importância de equipamentos ou elementos importantes γ_a

A aceleração assim determinada deve ser inferior à aceleração indicada pelo fabricante para o correcto funcionamento do equipamento. Caso os valores de aceleração assim determinados sejam superiores às indicações dos fabricantes dos equipamentos deverá dispor-se de um interruptor sísmico (*seismic switch*) que interrompa a operação do equipamento quando seja excedido o nível de acelerações indicado pelo fabricante. Outra solução consiste no isolamento sísmico do equipamento (permitindo movimentos independentes relativamente ao apresentado pelo piso sobre o qual está instalado), situação em que caberá ao projectista demonstrar que o nível de acelerações antecipado para o Estado de Limitação de Danos é compatível com a manutenção em funcionamento do equipamento.

No que se refere ao Estado Limite Último, a verificação de segurança deve ser conduzida determinando a força horizontal F_a , aplicada no centro de massa do equipamento ou elemento e examinando o equilíbrio e resis-

tência das fixações dos mesmos. Esta força F_a é determinada por:

$$F_a = \frac{S_a W_a \gamma_a}{q_a} \quad (6-3)$$

com,

- W_a peso do equipamento ou elemento;
- S_a coeficiente sísmico no equipamento, determinado por uma expressão análoga à expressão (6-2) mas em que a aceleração máxima no terreno de fundação do tipo A (a_g) corresponde ao Estado Limite Último (Tabela 3, Estado Limite Último);
- γ_a factor de importância do equipamento ou elemento cujo valor deve ser considerado de acordo com a Tabela 6;
- q_a coeficiente de comportamento cujo valor deve ser considerado de acordo com a Tabela 7.

Tipo de elemento não estrutural	q_a
Platibandas ou elementos ornamentais em consola Chaminés, mastros e tanques apoiados em elementos verticais funcionando como consolas em mais de metade da sua altura	1.0
Equipamentos eléctricos discriminados em 6.3.2. Equipamentos mecânicos discriminados em 6.3.2. Equipamentos das instalações de águas e esgotos discriminados em 6.3.2. Equipamentos médicos discriminados em 6.3.2. Chaminés, mastros e tanques apoiados em elementos verticais funcionando como consolas em menos de metade da sua altura, ou contraventados ou ligados à estrutura ao nível, ou acima, do centro de massa Armários ou estantes permanentes com produtos farmacêuticos ou substâncias perigosas para a saúde pública, assentes sobre o pavimento do piso Elementos para tecto falso (suspensos) e iluminação	2.0

Tabela 7 – Valores do coeficiente de comportamento de equipamentos ou elementos importantes q_a

Em qualquer dos Estados Limite anteriores, no desconhecimento de T_a (período fundamental de vibração do elemento não estrutural), este deverá ser tomado igual a T_1 (período fundamental de vibração do edifício na direcção relevante).

6.3.2. Lista de equipamentos ou elementos importantes

Sem prejuízo dos critérios de definição dos equipamentos e elementos mais importantes (ver subsecção 6.1.), apresenta-se de seguida uma lista de alguns destes equipamentos e elementos cuja conformidade terá que ser explicitamente demonstrada quer para a acção correspondente ao Estado de Limitação de Danos (requisito de limitação de danos), quer ainda para a acção correspondente ao Estado Limite Último (requisito de não colapso). A lista apresentada encontra-se subdividida em equipamentos eléctricos, mecânicos, de instalações de águas e esgotos e médicos.

Equipamentos eléctricos – quadros eléctricos, postos de transformação, geradores de emergência, e unidades de alimentação ininterrupta (UPS).

Equipamentos mecânicos – compressores de ar comprimido medicinal e industrial, tanques e depósitos das redes de gases medicinais e de aspiração, e bombas de aspiração medicinal.

Equipamentos de sistemas de águas e esgotos – tanques e reservatórios elevados e bomba e depósito de rede de combate a incêndios.

Equipamentos médicos: equipamentos de TAC (gamas alta e média), de Ressonância Magnética e de PET, de angiografia digital, gamacâmaras, litotritores e estações de tratamento (pré-analítico), sistemas de digitalização e arquivo de imagens, autoanalísadores laboratoriais e suportes de tecto e candeeiros em bloco operatório.

6.4. Juntas estruturais

Na generalidade dos casos, as instalações hospitalares são constituídas por um conjunto de edifícios independentes separados entre si por juntas estruturais. A dimensão dessas juntas deverá ser tal que não ocorra impacto (martelamento ou *pounding*) entre edifícios adjacentes. Para tal, a dimensão da junta existente a cada nível deverá ser superior à combinação quadrática (raiz quadrada da soma dos quadrados) dos deslocamentos apresentados pelos edifícios contíguos ao mesmo nível. Os deslocamentos anteriores deverão ser determinados para a acção referente ao Estado Limite Último e deverão ser desfectados do coeficiente de comportamento referente a esforços.

Para além das verificações anteriores (dimensionamento das juntas estruturais) haverá que demonstrar que a generalidade das instalações que procedem ao atravessamento das juntas estruturais não sofre roturas para a acção correspondente ao Estado de Limitação de Danos. Em algumas instalações, consideradas mais importantes, esta comprovação deverá ser feita para a acção correspondente ao Estado Limite Último. Entre estas instalações consideradas mais importantes (cuja comprovação deverá ser realizada para os efeitos da acção correspondente ao Estado Limite Último) referem-se as seguintes:

- **Instalações eléctricas** – rede de detecção e alarme de incêndios e rede de detecção e alarme de combustíveis.
- **Instalações mecânicas** – redes de combustíveis, redes de gases medicinais (O₂, N₂O, ar comprimido respirável - ACR, e CO₂) e de aspiração.
- **Instalações da rede de águas e esgotos** – rede de combate a incêndios.

7. ISOLAMENTO SÍSMICO

Segue-se uma breve descrição de outras especificações, expressas em termos da caracterização e dos critérios de aceitação dos dispositivos de isolamento sísmico.

7.1. Introdução

Para que um sistema de isolamento possa ser utilizado é necessário haver o conhecimento detalhado do seu comportamento. A diversidade de soluções possíveis torna difícil a escolha de um modelo global de funcionamento. Desta forma é importante que cada sistema de isolamento seja acompanhado de informação que permita caracterizar o seu comportamento e desenvolver modelos de análise que possam ser facilmente incorporados nos modelos de análise dos edifícios.

No contexto deste documento os elementos que constituem um sistema de isolamento são divididos em dois grupos: os isoladores e os dispositivos auxiliares. Os isoladores são dispositivos com capacidade de suporte para cargas verticais, com elevada rigidez na direcção vertical e baixa rigidez na direcção horizontal, permitindo grandes deslocamentos horizontais. A estas capacidades podem estar associadas, ou não, a capacidade de dissipar energia, de restituição à posição inicial do sistema e de restrição lateral para cargas horizontais de serviço (não sísmicas). Os isoladores podem ser do tipo elastomérico ou isoladores por deslizamento.

Os dispositivos auxiliares garantem essencialmente a função de dissipação de energia e/ou de restituição à posição inicial do sistema e/ou a ligação lateral necessária para equilibrar as cargas horizontais de serviço (não sísmicas). Os dispositivos auxiliares podem-se dividir nas seguintes categorias: dispositivos com comportamento não-linear, dispositivos de comportamento viscoso e dispositivos com comportamento linear ou quase-linear.

Um sistema de isolamento pode ser constituído unicamente por isoladores elastoméricos, eventualmente fabricados com elastómeros de alto amortecimento ou com inserção de material dissipativo (por exemplo chumbo). Pode também ser constituído somente por isoladores de deslizamento que garantam só por si dissipação de energia e tenham capacidade de restituição à posição inicial (por exemplo apoios pendulares com atrito) ou por uma combinação de isoladores de deslizamento com dispositivos auxiliares que garantam a dissipação de energia e as forças de restituição.

As propriedades de um sistema de isolamento dependem das características dos dispositivos de que são compostos. Todos os elementos dum dispositivo, mesmo que não relacionados directamente com as funções de isolamento, devem ter capacidade para suportar as solicitações máximas de projecto, permanecendo em regime elástico, com margem de segurança adequada.

Neste documento só são considerados isoladores do tipo elastomérico. Outros tipos de isoladores deverão ser sujeitos a aprovação específica.

7.2. Sistemas de isolamento

7.2.1. Isoladores elastoméricos

Os isoladores elastoméricos são constituídos por camadas de elastómero (borracha natural ou produto artificial idóneo) alternadas com chapas de aço cuja função essencial é o confinamento das camadas de elastómero. Estes dispositivos deverão ser concebidos de modo a suportarem as acções horizontais de projecto actuando segundo o plano das camadas e suportarem as cargas verticais segundo uma direcção perpendicular ao plano das camadas.

Os isoladores devem ter uma configuração em planta com dois eixos de simetria ortogonais, para que o seu comportamento possa ser o mais independente possível da direcção de aplicação das acções horizontais.

Para a determinação dos efeitos das acções perpendiculares ao plano das camadas devem ser consideradas como dimensões úteis as dimensões das chapas de aço, enquanto que para a determinação dos efeitos das acções horizontais devem ser consideradas as dimensões das camadas de elastómero.

Os isoladores elastoméricos são caracterizados a partir da sua curva força-deslocamento, geralmente não linear, através dos seguintes parâmetros: a rigidez equivalente K_e e o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente ζ_e .

Na parte 1-1 do Anexo 1 é indicada a forma como se definem as características do sistema de isolamento. Neste anexo são também indicados os valores limite a que as características do sistema devem obedecer.

7.3. Ensaio dos sistemas de isolamento

Nesta secção são indicados dois tipos de conjuntos de ensaios: os ensaios para qualificação dos sistemas de isolamento e os ensaios de recepção. Os ensaios de qualificação destinam-se a caracterizar o comportamento dos sistemas de isolamento em função dos diversos parâmetros que definem os isoladores, enquanto que os ensaios de recepção são um conjunto de testes cujo objectivo é garantir que os isoladores utilizados apresentam as características indicadas pelo fabricante.

A descrição pormenorizada dos diversos ensaios a realizar é apresentada na parte 1-2 do Anexo 1.

8. ESPECIFICAÇÕES GEOTÉCNICAS

As especificações geotécnicas apresentadas de seguida podem subdividir-se nas seguintes categorias: requisitos para a escolha do local; estudos de caracterização geotécnica, reconhecimento e prospecção geotécnica e sistemas de fundação.

8.1. Requisitos para a escolha do local

A escolha do local da obra (tendo em conta a natureza dos terrenos de fundação) deve ser feita de modo a minimizar a perigosidade sísmica associada a roturas, deslizamento de taludes, liquefacção e adensamento dos solos, devido às acções sísmicas.

No Eurocódigo 8 [19], são definidas 4 classes de importância dos edifícios.

As instalações hospitalares integram-se na classe IV, de importância mais elevada, que inclui edifícios cuja integridade durante os sismos é de importância vital para a protecção civil (Ex.: hospitais, quartéis de bombeiros e centrais de energia).

Os edifícios hospitalares, por pertencerem à classe IV, não deverão, em geral, ser construídos próximos de falhas tectónicas identificadas como activas em documentos oficiais emitidos pelas autoridades nacionais competentes.

Caso as instalações sejam construídas sobre ou perto de taludes naturais ou artificiais, deve-se proceder à verificação da estabilidade desses taludes face às acções sísmicas. Em situações sísmicas, o estado limite dos taludes corresponde à mobilização de deslocamentos permanentes inaceitavelmente elevados até uma profundidade que possa afectar de uma forma significativa o desempenho estrutural (Estado Limite Último) ou funcional (Estado de Limitação de Danos) da superestrutura.

A resposta sísmica de taludes face às acções sísmicas deve ser calculada por meio de métodos reconhecidos de análise dinâmica, tais como, o método dos elementos finitos ou o método de blocos rígidos ou através de métodos pseudo-estáticos.

Na modelação do comportamento cíclico dos solos, há que ter em conta a perda de rigidez dos mesmos, com o aumento do nível de deformação, bem como a possibilidade de geração de pressões intersticiais.

Os métodos pseudo-estáticos podem ser aplicados, desde que não existam irregularidades abruptas da topografia ou da estratigrafia no local e os solos não sejam susceptíveis de gerar pressões intersticiais elevadas ou de haver perda significativa da sua rigidez quando sujeitos a carregamento cíclico.

O aumento das pressões intersticiais induzido pelo carregamento cíclico deve ser avaliado através de ensaios apropriados. Na ausência de ensaios específicos, e para análises preliminares, pode ser estimado através de correlações empíricas.

Deve ser avaliada a susceptibilidade à liquefacção sempre que os terrenos incluam estratos extensos e espessos de areia solta, com ou sem fracção fina siltosa ou argilosa, situados abaixo do nível freático.

Se os estudos indicarem que existe susceptibilidade à liquefacção, e se as consequências da ocorrência deste fenómeno puderem afectar a resistência ao carregamento ou a estabilidade das fundações, devem ser tomadas medidas destinadas a garantir a segurança. Estas medidas podem conduzir à escolha de locais alternativos ou devem consistir na melhoria dos solos em causa e/ou transferência das cargas para estratos não susceptíveis de liquefacção. A utilização de estacas como medida de transferência das cargas verticais deverá ser encarada com cautela, devido às elevadas forças induzidas nas estacas como consequência da perda da resistência lateral dos estratos com potencial risco de liquefacção, e ainda às inevitáveis incertezas associadas à posição e à espessura destes estratos.

A susceptibilidade ao adensamento dos solos de fundação e aos assentamentos excessivos que deste fenómeno podem resultar devido às acções sísmicas, deve ser avaliada no caso de existirem, a pequena profundidade, camadas extensas ou bolsas espessas de solos incoerentes soltos não saturados. Os assentamentos excessivos podem também ocorrer como consequência da degradação da resistência ao corte e da rigidez de solos argilosos muito moles face a movimentos sísmicos de longa duração.

A avaliação da susceptibilidade ao adensamento deve ser efectuada por métodos reconhecidos, com recurso, se necessário, a ensaios laboratoriais adequados. Se os estudos mostrarem que existe susceptibilidade a fenómenos de adensamento com efeitos relevantes, devem ser empreendidos tratamentos de melhoria dos solos ou outras medidas destinadas a garantir a segurança.

8.2. Estudos de caracterização geotécnica

Os estudos de caracterização geotécnica em áreas sísmicas devem obedecer aos critérios gerais estipulados na EN 1997-1 [23] para áreas não sísmicas bem como aos critérios específicos da EN 1998-5 [24], relativamente às acções sísmicas.

O dimensionamento de uma obra geotécnica baseia-se no reconhecimento do local através de estudos geológico-geotécnicos, sondagens, ensaios de campo, colheita de amostras, ensaios de laboratório e, por vezes, ensaios em protótipos ou em modelos físicos.

A importância de cada um destes estudos e dos métodos de dimensionamento depende da natureza da obra e dos terrenos. Para tal, a EN 1997-1 [23] distingue as obras geotécnicas através do conceito de Categoria Geotécnica, definido segundo 3 categorias.

As instalações hospitalares, pelo facto de apresentarem genericamente um elevado risco sísmico, enquadram-se na Categoria Geotécnica 3, que compreende as estruturas de grande dimensão ou pouco comuns, as estruturas que envolvem riscos fora do comum ou condições do terreno e de carregamento invulgares e as estruturas em áreas de sismicidade elevada.

Os estudos de caracterização geotécnica devem fornecer todos os dados relativos ao terreno e à água subterrânea, no local da obra e na sua vizinhança, que sejam necessários para uma descrição apropriada das principais propriedades do terreno e para uma avaliação fiável dos valores característicos dos parâmetros do terreno a usar nos cálculos.

Os estudos de caracterização geotécnica incluem normalmente as duas fases seguintes, as quais se podem sobrepor:

- Estudos preliminares;
- Estudos para o dimensionamento.

8.2.1. Estudos preliminares

O reconhecimento preliminar do local interessado pela obra deve incluir uma avaliação da adequabilidade do local, incluindo a comparação de locais alternativos; estimar o impacte ambiental da construção da obra, incluindo a identificação dos locais de vazadouro e empréstimo; planejar os estudos geotécnicos para o dimensionamento.

O reconhecimento preliminar deve conter informação sobre a topografia e a hidrogeologia. Este estudo deve recolher a informação aplicável de cartas geológicas e geotécnicas disponíveis, bem como, se possível, de estudos de caracterização geológica e geotécnica anteriores e experiência de construções na vizinhança.

8.2.2. Estudos para o dimensionamento

Os estudos de caracterização geotécnica para o dimensionamento deverão proporcionar a informação necessária para um dimensionamento adequado e económico das obras, contemplando as acções estáticas e as acções sísmicas. Deverão fornecer a informação necessária ao planeamento do método de construção e identificar quaisquer dificuldades que possam surgir durante a construção.

Os estudos de caracterização geotécnica para o dimensionamento devem abranger todas as formações interessadas e prestar particular atenção aos seguintes aspectos de natureza geológica: as cavidades, a degradação de rochas, solos ou materiais de aterro, os efeitos hidrogeológicos, as falhas, as diaclases e outras superfícies de descontinuidade, os maciços de elevada fluência, colapsíveis e expansíveis, e os resíduos ou materiais manufacturados.

Os estudos devem identificar de modo fiável a disposição e as propriedades de todos os terrenos interessa-

dos pela estrutura projectada ou afectados pelos trabalhos propostos. Além da definição lito-estratigráfica e hidrogeológica dos maciços, os estudos devem permitir definir com o desejado rigor as propriedades de resistência e de deformabilidade desses terrenos.

8.3. Reconhecimento e prospecção geotécnica

Os trabalhos de reconhecimento e prospecção geotécnica devem obedecer aos requisitos gerais e específicos definidos, a seguir.

i) Requisitos gerais

Os trabalhos de reconhecimento e prospecção devem abranger pelo menos as formações que se considerem relevantes para o projecto.

Os parâmetros geotécnicos devem ser obtidos através de ensaios de campo e laboratoriais; a interpretação dos resultados deve ser feita de forma adequada ao estado limite em consideração.

A distância entre os pontos de prospecção e ensaio, bem como a profundidade a atingir, devem ser escolhidas com base na informação sobre a geologia da área, as condições do terreno, as dimensões do local e o tipo de estrutura.

Os pontos de prospecção podem ser dispostos segundo uma malha com distâncias máximas entre 20 e 40m. Em terrenos uniformes os furos ou poços de sondagem podem ser parcialmente substituídos por ensaios de penetração ou sondagens geofísicas.

Em sapatas isoladas ou contínuas a profundidade das sondagens abaixo do nível previsto para a fundação deve ser, pelo menos, 3 vezes a largura dos elementos da fundação. Para ensoleiramentos, a profundidade das sondagens deve ser superior ou igual à largura da fundação. Em alguns pontos de prospecção poderá ser necessário atingir profundidades superiores, com o intuito de avaliar condições relativas a assentamentos e a eventuais problemas envolvendo águas subterrâneas.

Para fundações por estacas, as sondagens devem ser conduzidas até uma profundidade de pelo menos, 5 vezes o diâmetro abaixo da ponta da estaca. Para o grupo de estacas a profundidade deve ser maior que a largura de grupo, ao nível das respectivas pontas.

Para além das considerações anteriores, as sondagens devem ser conduzidas até à obtenção de 4 ensaios consecutivos com N(SPT) superior ou igual a 60 pancadas.

Devem ser determinadas as pressões da água do terreno através de piezómetros e identificar os níveis extremos de eventuais águas livres.

Deve determinar-se a localização e a capacidade de poços de drenagem ou de bombagem eventualmente existentes na vizinhança do local.

Devem ser realizados todos os estudos complementares de caracterização geotécnica de natureza mais especializada que se revelarem necessários.

Sempre que se recorra a ensaios especiais, os procedimentos de ensaio e os métodos de interpretação devem ser documentados, devendo além disso ser indicadas referências relativas aos ensaios.

ii) Requisitos específicos

As características de resistência dos solos sob acções cíclicas podem ser definidas através dos parâmetros utilizados em condições estáticas não drenadas para as acções estáticas. Em alternativa, podem-se aplicar os parâmetros em tensões efectivas, mas tendo em consideração a geração de pressões intersticiais durante o carregamento cíclico.

O principal parâmetro de rigidez dos solos sob acções cíclicas é o módulo de distorção, determinado a partir de ensaios geofísicos ou de ensaios de laboratório baseados na teoria de propagação das ondas sísmicas.

Os estudos de caracterização geotécnica devem reunir dados geológicos e geotécnicos suficientes que permitam a determinação de um perfil estratigráfico representativo (médio) do terreno, tendo em vista a definição de um espectro de resposta elástico a adoptar de acordo com o definido na subsecção 4.2 das presentes especificações técnicas. Para tal, podem ser utilizados os dados obtidos especificamente no local bem como integrar dados de outras áreas próximas com características geológicas similares, incluindo a informação disponível em cartas de microzonamento sísmico.

O perfil da velocidade de propagação das ondas de corte V_s deve ser considerado como a informação mais relevante para a determinação da influência das características geotécnicas locais nas características da acção sísmica.

A obtenção do perfil das ondas V_s através de métodos geofísicos em furos ou à superfície é fortemente recomendada. A utilização de ensaios de penetração estática CPT, CPTU ou SCPTU é também recomendável, visto que estes ensaios fornecem um registo contínuo das características do terreno em profundidade.

O amortecimento é um parâmetro adicional a considerar, principalmente quando é necessário ter em conta os efeitos de interacção solo-estrutura. Há que considerar a contribuição separada do amortecimento interno dos solos e do amortecimento por radiação.

O amortecimento interno dos solos deve ser medido através de ensaios apropriados, de laboratório ou de campo.

A caracterização cíclica dos solos em laboratório deve contemplar uma faixa ampla de deformações, desde as pequenas até às grandes deformações. No domínio das pequenas a médias deformações o ensaio mais apropriado é o ensaio de coluna ressonante. No domínio das médias às grandes deformações, é recomendável recorrer-se a ensaios cíclicos de corte simples ou de corte

torsional em que os níveis de tensão, a frequência do carregamento e o número de ciclos deve ser definido em função das características das acções sísmicas.

Nos cálculos sísmicos, há que ter em conta o comportamento não linear dos solos, ou seja, a rigidez e o amortecimento devem ser compatíveis com o nível de deformação induzido pelas acções sísmicas.

Para terrenos tipo C e D com nível freático próximo da superfície e contendo materiais com índice de plasticidade superior a 40, e na ausência de ensaios específicos podem-se aplicar os factores de redução para o V_s indicados na Tabela 8.

Para solos mais rijos e com nível freático localizado a maior profundidade, os factores de redução deverão ser menores.

α_S	Coefficiente de amortecimento interno ξ	Factor de redução da velocidade $V_s/V_{s,máx}$	Factor de redução da rigidez $G/G_{máx}$
0.10	0.03	0.9 (± 0.07)	0.8 (± 0.10)
0.20	0.06	0.7 (± 0.15)	0.5 (± 0.20)
0.30	0.10	0.6 (± 0.15)	0.36 (± 0.20)

$V_{s,máx}$ = velocidade de propagação das ondas de corte para as pequenas deformações ($\leq 10^{-5}$), devendo ser inferior a 360m/s
 $G_{máx}$ = módulo de distorção do solo para as pequenas deformações

Tabela 8 – Valores médios do coeficiente de amortecimento e dos factores de redução até uma profundidade de 20m

Na ausência de ensaios específicos devem ser utilizados os coeficientes de amortecimento definidos na Tabela 8.

Os estudos de caracterização a emprender para a avaliação da susceptibilidade à liquefacção devem incluir, no mínimo, a execução de ensaios de penetração (SPT ou CPT), bem como a determinação laboratorial das características granulométricas dos solos.

8.4. Sistemas de fundação

Para além dos requisitos para o projecto dos sistemas de fundação de estruturas em áreas não sísmicas, devem-se cumprir os seguintes requisitos adicionais:

- As forças provenientes da superestrutura são transmitidas ao terreno sem provocar deformações permanentes significativas;
- As deformações do terreno provocadas pelas acções sísmicas são compatíveis com os requisitos de utilização da superestrutura;
- O sistema de fundação é concebido e dimensionado de modo a limitar os riscos associados a incertezas quanto à resposta sísmica.

Em termos de concepção, devem ser tidos em conta os aspectos seguintes:

- De uma forma geral, devem ser utilizados elementos de fundação de um único tipo, excepto se a estrutura for composta por unidades independentes, para as acções dinâmicas. Em particular, a utilização de fundações directas e de estacas numa mesma estrutura deve ser evitada, salvo a existência de estudo específico justificativo;
- A rigidez da fundação deve ser tal que permita uma transmissão das cargas ao terreno de forma mais uniforme possível;
- Na concepção da rigidez da fundação no plano horizontal devem ser tidos em conta os efeitos de eventuais deslocamentos horizontais relativos entre elementos verticais.

Relativamente à transferência, para o terreno de fundação, dos esforços provenientes da superestrutura, devem ser tidos em consideração os aspectos seguintes:

- A força horizontal deve ser absorvida por meio de um dos seguintes mecanismos: i) resistência ao corte entre a base dos elementos de fundação e o terreno; ii) resistência ao corte desenvolvida entre as faces verticais dos elementos de fundação e o terreno; iii) resistência passiva lateral nos elementos de fundação;
- A conjugação de esforço normal com o momento flector deve ser absorvida por um dos seguintes mecanismos: i) resistência vertical na base dos elementos de fundação; ii) resistência ao corte vertical (e eventualmente também horizontal para absorção do momento flector) entre o terreno e as faces dos elementos de fundação enterrados.

No que respeita aos critérios de dimensionamento e verificação da segurança para as acções sísmicas, os aspectos mais relevantes a ter em conta constam das subsecções 8.4.1 a 8.4.4 consoante o sistema de fundações adoptado.

8.4.1. Fundações por sapatas

Deve ser feita a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de deslizamento e de insuficiência da resistência ao carregamento.

Na avaliação da resistência ao carregamento do terreno em situações sísmicas devem ser tidos em consideração diversos aspectos específicos, tais como, o desenvolvimento de forças de inércia no próprio terreno de fundação, a possibilidade de ocorrência de fenómenos de degradação da resistência e da rigidez e a possibilidade de aumento de pressões intersticiais.

8.4.2. Ligações horizontais

Devem ser avaliados os efeitos na superestrutura, da existência de deslocamentos horizontais relativos dos elementos de fundação. Para edifícios, este requisito considera-se cumprido se os elementos de fundação estiverem dispostos no mesmo plano horizontal e existirem lintéis ou lajes de ligação entre as sapatas ou os maciços de encabeçamento das estacas.

8.4.3. Ensoleiramentos

Para além dos requisitos aplicáveis às fundações por sapatas, salienta-se o requisito específico respeitante à eventual necessidade de verificação da resistência aos esforços sísmicos que se desenvolvem no próprio plano do ensoleiramento.

8.4.4. Estacas e pegões

Nas estruturas com fundações por estacas é necessário ter em conta os efeitos dinâmicos de interacção solo-estrutura.

As estacas devem ser dimensionadas para resistir a dois tipos de efeitos das acções sísmicas:

- As forças de inércia provenientes da superestrutura;
- As forças cinemáticas provocadas pelo movimento do solo envolvente aquando da passagem das ondas sísmicas.

Os momentos flectores devidos à interacção cinemática devem ser calculados quando reúnem as condições seguintes:

- Terreno do tipo D, S1 ou S2 (ver EN 1998-1 [19]), constituído por alternâncias de camadas com contraste significativo de rigidez;
- Local da obra pertencente a uma zona de sismicidade moderada a elevada (i.e., $\alpha_S > 0.1$) e superestrutura pertencente à classe de importância III ou IV.

As estacas devem ser dimensionadas para resistirem no domínio elástico. Quando isso não for possível, as zonas potenciais de plastificação deverão ser dimensionadas para serem dúcteis através da colocação de uma armadura transversal de confinamento adequada.

9. ELEMENTOS COMPLEMENTARES DE PROJECTO

Os cálculos justificativos referentes ao projecto de estabilidade devem apresentar discriminadamente as seguintes informações referentes a cada corpo ou bloco estudado isoladamente:

- Quadro com as características dinâmicas determinadas nos modelos numéricos (Estado Limite Último e Estado de Limitação de Danos), discriminando, por modo, os valores da frequência/período, factores de participação modal segundo as três direcções, as acelerações espectrais consideradas para cada modo e as resultantes das forças mobilizadas por cada modo. Na análise devem ser considerados todos os modos de vibração com contribuição significativa para a resposta (considera-se satisfeito o requisito relativo ao número de modos a utilizar na análise se: a soma da participação efectiva de massa, para qualquer direcção, for superior a 90% da massa total da estrutura; se todos os modos com participação efectiva de massa superior a 5% da massa total forem considerados);
- Gráficos ilustrando as configurações modais cujos modos se definem no ponto anterior da presente lista;
- A massa considerada na determinação das características dinâmicas do edifício;
- Matriz com os coeficientes de correlação entre os vários modos;
- Quadro com os valores das componentes cartesianas horizontais da força de corte basal (*Base Shear Force, F_b*), para ambos os Estados Limite referidos anteriormente.

As informações descritas e solicitadas anteriormente devem ser fornecidas directamente pelo programa de cálculo automático utilizado. Os requisitos indicados na lista anterior poderão ser omitidos caso a determinação dos efeitos das acções dos sismos seja realizada por meio de análises não lineares por integração no tempo. Neste caso a informação a disponibilizar será determinada posteriormente, após solicitação para tal por parte do projectista.

10. REFERÊNCIAS

- [1] “Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes”, Lisboa, Portugal, Maio de 1983.
- [2] “Regulamento de Betão Armado e Pré-Esforçado”, Lisboa, Portugal, 1983.
- [3] “Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios”, Lisboa, Portugal, 1986.
- [4] NP EN 206-1:2007 – Betão. Parte I: Especificação, desempenho, produção e conformidade.
- [5] Especificação LNEC E449, “Varões de aço A400NR para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação”, Lisboa, 1998.
- [6] Especificação LNEC E450, “Varões de aço A500NR para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação”, Lisboa, 1998.

- [7] Especificação LNEC E452, “Fios de aço para pré-esforço. Características e ensaios”, Lisboa, 2004.
- [8] Especificação LNEC E453, “Cordões de aço pré-esforço. Características e ensaios”, Lisboa, 2002.
- [9] Especificação LNEC E455, “Varões de aço A400NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação”, Lisboa, 2002.
- [10] Especificação LNEC E456, “Varões de aço A500ER para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação”, Lisboa, 2000.
- [11] Especificação LNEC E457, “Varões de aço A500EL para armaduras de betão armado. Características e ensaios”, Lisboa, 2002.
- [12] Especificação LNEC E458, “Redes electrossoldadas para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação”, Lisboa, 2000.
- [13] Especificação LNEC E459, “Varões de aço para pré-esforço. Características e ensaios”, Lisboa, 2002.
- [14] Especificação LNEC E460, “Varões de aço A500NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação”, Lisboa, 2002.
- [15] EN 1990, “Basis of structural design”, CEN, Bruxelas, Bélgica.
- [16] EN 1991, “Actions on structures”, CEN, Bruxelas, Bélgica.
- [17] EN 1992, “Design of concrete structures”, CEN, Bruxelas, Bélgica.
- [18] EN 1993, “Design of steel structures”, CEN, Bruxelas, Bélgica.
- [19] EN 1998-1, “Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings”, CEN, Bruxelas, Bélgica, Dezembro de 2004.
- [20] “Recomendações e Especificações Técnicas para Edifícios Hospitalares, ACSS, Lisboa, 2007.
- [21] Pires, Felicitia; “Influência das Paredes de Alvenaria no Comportamento de Estruturas Reticuladas de Betão Armado Sujeitas a Acções Horizontais”; Dissertação para a obtenção do grau de especialista, LNEC, Lisboa, Julho de 1990.
- [22] Cansado Carvalho, E.; “Anexo Nacional do Eurocódigo 8. Consequências para o dimensionamento sísmico em Portugal”, 7º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, FEUP, Porto, Setembro de 2007.
- [23] EN1997-1, “Geotechnical Design – Part 1: General Rules”, CEN, Bruxelas, Bélgica, Outubro de 2001.
- [24] EN1998-5, “Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects”, CEN, Bruxelas, Bélgica, Novembro de 2004.
- [25] CT 115 – NP EN 1998-1, “Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”, CEN / CT 115, IPQ, 2010.

ANEXO 1 - ISOLAMENTO DE BASE

Parte 1-1

Caracterização do sistema de isolamento

A rigidez equivalente K_e , relativa a um ciclo de carga, é definida como a razão entre a força F correspondente ao deslocamento máximo d num determinado ciclo e esse deslocamento ($K_e = F/d$).

O coeficiente de amortecimento equivalente ζ_e é definido como a razão entre a energia dissipada num ciclo completo de carga W_d e $2\pi Fd$, ou seja $\zeta_e = W_d / (2\pi Fd)$.

As características mecânicas (K_e e ζ_e) dos isoladores reais, calculadas para o deslocamento de projecto d , devem obedecer aos seguintes valores limite:

- Num mesmo fornecimento as diferenças em relação aos valores de projecto, não podem ultrapassar o valor máximo de $\pm 15\%$ e um valor médio de $\pm 5\%$.
- A variação devida ao envelhecimento do elastómero não deverá ultrapassar 15% dos valores iniciais.
- A variação devida ao efeito da temperatura (para os valores de temperatura extremos previstos para o projecto) medida relativamente ao valor da temperatura média, não deve ser superior a $\pm 20\%$.
- A variação devida ao efeito das cargas verticais, para os valores de carga vertical, máximo e mínimo, previstos no projecto não deve ser superior a 15% do valor de projecto.
- A variação devida à velocidade de aplicação das deformações, admitindo um intervalo de $\pm 30\%$ relativamente ao valor da velocidade considerado no projecto, não deve ser superior a 10%.

Os isoladores devem ter capacidade para suportar pelo menos 10 ciclos com deslocamento máximo igual a 1.2d. Considera-se que os isoladores suportam estes ciclos se satisfizerem as seguintes condições:

- Os diagramas força-deslocamento devem mostrar que existe sempre incremento na força quando há incremento do deslocamento;
- As características mecânicas dos dispositivos (K_e e ζ_e), nos ciclos seguintes ao primeiro, não variam mais do que 15% relativamente às características medidas no terceiro ciclo, isto é:

$$|K_e(i) - K_e(3)|/K_e(3) < 0.15 \quad e$$

$$|\zeta_e(i) - \zeta_e(3)|/\zeta_e(3) < 0.15.$$

Parte 1-2

Ensaio de qualificação e de recepção

Ensaio de qualificação:

Os ensaios para qualificação dos isoladores elastoméricos devem ser realizados à temperatura de $23^\circ\text{C} \pm 3^\circ\text{C}$ e nunca antes de dois dias após a vulcanização para que o dispositivo possa ter uma distribuição de temperatura uniforme no seu interior. Os resultados dos ensaios feitos num tipo de isolador podem ser aceites para caracterização de isoladores geometricamente semelhantes desde que, comprovadamente, sejam compostos pelo mesmo material. Consideram-se geometricamente semelhantes se tiverem o mesmo factor de forma e uma relação entre áreas comprimidas compreendida entre 0.5 e 2.

Os ensaios de qualificação a realizar são os seguintes:

- Determinação estática da rigidez à compressão para 30% e 100% da carga vertical V de projecto, que possa ocorrer simultaneamente com o sismo;
- Determinação estática, sob tensão de compressão constante de 6 MPa, do módulo de distorção G , definido como o módulo secante medido a partir das deformações correspondentes aos deslocamentos $0.3t_e$ e $0.6t_e$;
- Determinação dinâmica, sob compressão constante de 6 MPa, do módulo de distorção dinâmico G_{din} e do amortecimento ζ através de ensaios cíclicos sinusoidais com frequência de 0.5Hz e medidos no 3º ciclo. O valor de G_{din} é calculado através da expressão $G_{din} = F_t/(Ad)$. O valor de G_{din} deve estar compreendido no intervalo 0.35 \pm 1.40 MPa;
- Determinação das curvas (G,γ) e (ζ,γ) através do ensaio dinâmico cíclico descrito anteriormente e para os seguintes valores de distorção γ : 0.05, 0.3, 0.5, 0.7, 1.0, 2.0. Deverão ser efectuados pelo menos 5 ciclos para cada amplitude de deformação;
- Determinação das características de fluência através de ensaio de compressão sob carga constante de valor V , durante pelo menos 7 dias (a deformação vertical por fluência deve ser inferior a 20% da deformação estática sob o efeito da carga V);
- Determinação da variação da rigidez vertical e horizontal (seja dinâmica ou estática no caso da rigidez horizontal) devido ao envelhecimento artificial obtido mantendo o provete durante 21 dias a 70°C (o valor de G após o envelhecimento não deve ser superior a 1.15 vezes o seu valor inicial);

- Avaliação da estabilidade do isolador sob compressão e corte, verificando se o dispositivo permanece estável quando sujeito a um deslocamento transversal igual a $1.8t_e$ e a cargas verticais iguais a $1.5V_{max}$ e $0.5V_{min}$ (sendo V_{max} e V_{min} respectivamente o valor máximo e mínimo de V);
- Avaliação da capacidade de suportar, sob compressão constante igual a 6MPa, pelo menos 10 ciclos com deslocamento máximo imposto de $1.2d$;
- Avaliação da eficácia da aderência aço-elastómero efectuada aplicando ao isolador uma deformação de corte $\gamma \geq 2.5$ ao mesmo tempo que é sujeito a uma tensão de compressão de 6MPa. O isolador não deve apresentar nenhum dano no final do ensaio.
- Determinação estática da rigidez vertical para 30% e 100% da carga vertical V ;
- Determinação estática do módulo de distorção G de acordo com a regra de ensaio especificada nos testes de qualificação;
- Avaliação da eficácia da aderência aço-elastómero em ensaio semelhante ao considerado nos testes de qualificação mas limitando a deformação por corte γ ao valor correspondente ao deslocamento de projecto d .

Os ensaios de recepção devem ser realizados em pelo menos 20% dos isoladores com o número mínimo de 4.

Os ensaios de qualificação deverão ser realizados em pelo menos 4 provetes, dois para os ensaios sem envelhecimento e dois para os ensaios com envelhecimento.

Ensaio para recepção dos dispositivos:

Os ensaios para recepção dos dispositivos, deverão ser efectuados de acordo com os procedimentos indicados para os ensaios de qualificação. Os dispositivos testados consideram-se aprovados se, nos testes que se indicam de seguida, não forem ultrapassados em $\pm 10\%$ os valores obtidos nos ensaios de qualificação:

Simbologia utilizada

- d é o valor de deslocamento de projecto;
- V é a carga vertical de projecto;
- S é o factor de forma definido como a relação entre a superfície comprimida de uma camada de elastómero e a sua superfície lateral livre;
- t_e é a soma das espessuras das várias camadas que constituem o isolador majorando as espessuras das camadas exteriores por 1.4 se forem de espessura superior a 3mm.

ANEXO 2 - MODELAÇÃO DE PAINÉIS DE PAREDES DE ALVENARIA

Parte 2-1

Estado Limite de Danos – Simulação da rigidez dos painéis de alvenaria

A modelação explícita dos painéis de alvenaria inclusos nos quadros dos pórticos poderá ser realizada considerando escoras cuja largura pode ser considerada igual a 15% do comprimento da diagonal do quadro correspondente do pórtico (largura de 7,5% do comprimento da diagonal, por escora, caso se considerem duas escoras por quadro).

A modelação de painéis com aberturas pode ser feita recorrendo a modelos mais complexos de escoras que tomem em consideração a abertura existente e os efeitos locais associados (Figura 3).

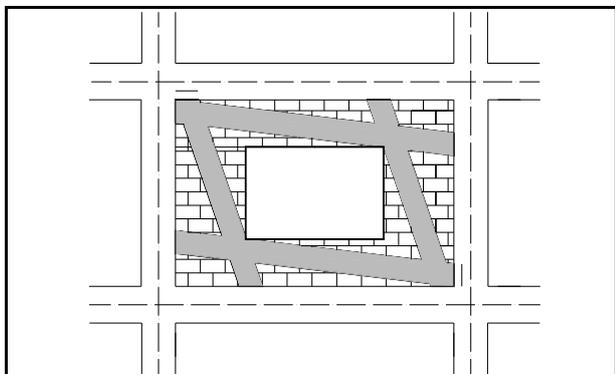


Figura 3 – Sistema de escoras equivalentes adaptado a painel com abertura.

De outra forma, poder-se-á adoptar o método simplificado seguidamente descrito que, embora não representando o campo de tensões real, permite determinar eficazmente a rigidez global da estrutura. Baseia-se na continuação da utilização do modelo de uma única escora equivalente, sendo a sua largura, no entanto, modificada através do factor de redução R_1 (ver Figura 4):

$$a_{mod} = a \times R_1 \times R_2 \quad (2-1)$$

em que:

- a_{mod} largura da escora diagonal equivalente, modificada para ter em conta a possível existência de aberturas e/ou danos
- a largura da escora diagonal equivalente, igual a 15% do comprimento da diagonal equivalente
- R_1 factor de redução da largura a , devido à presença de aberturas
- R_2 factor de redução da largura a , devido à presença de danos nas paredes

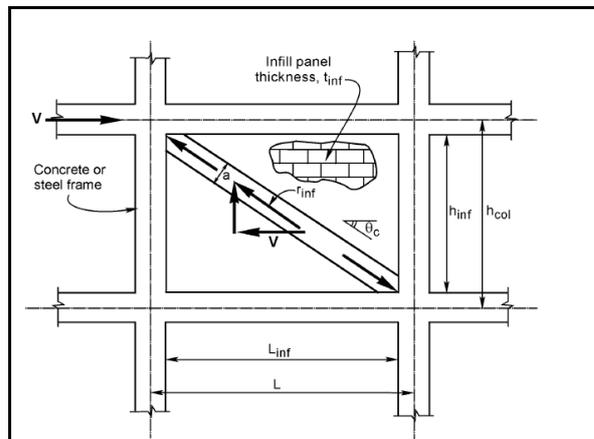


Figura 4 – Escora equivalente utilizada para a modelação de painel de alvenaria com abertura.

O factor R_1 tem em atenção a perda de rigidez e resistência associada à abertura e deve ser calculado da seguinte forma:

$$R_1 = 0.6 \times \left(\frac{A_{abertura}}{A_{painel}} \right)^2 - 1.6 \times \left(\frac{A_{abertura}}{A_{painel}} \right) + 1 \quad (2-2)$$

em que:

$A_{abertura}$ área da abertura

A_{painel} área do painel = $l_{inf} \times h_{inf}$

l_{inf} vão entre as faces interiores de dois pilares (ver Figura 4)

h_{inf} altura do painel de alvenaria confinado (ver Figura 4)

Nota: Se a área da abertura ($A_{abertura}$) for igual ou maior do que 60 % da área do painel (A_{painel}) pode-se desprezar o efeito de rigidificação dos quadros dos pórticos, isto é, pode-se tomar $R_1 = 0$. Independentemente desse facto, poderá desprezar-se o mesmo efeito sempre que haja mais do que uma abertura significativa no painel.

Os elementos do pórtico que envolvem o painel representado pela escora equivalente anteriormente descrita serão, no modelo matemático, bastante mais flexíveis do que a estrutura real. Isto deve-se à falta de confinamento providenciada pela escora aos elementos adjacentes, relativamente ao painel de enchimento real. Para contrariar este efeito, é recomendado que sejam colocados troços rígidos nos elementos de barra que representam o pórtico. No caso das vigas, devem ser usados desde o nó viga/pilar até uma distância l_{viga} da face do pilar. Para os pilares, devem ser usados desde o nó viga/pilar até uma distância l_{pilar} da face da viga.

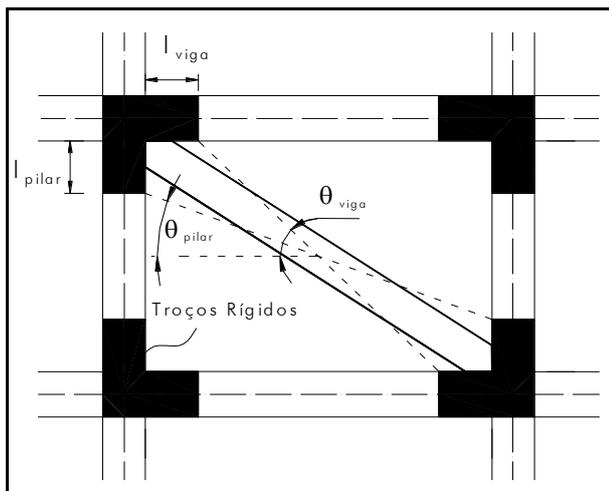


Figura 5 – Localização aconselhada dos troços rígidos.

A distância l_{pilar} é calculada por resolução do seguinte sistema de equações:

$$l_{pilar} = \frac{a}{2 \times \cos \theta_c} \quad (2-3)$$

$$\text{tg}(\theta_{pilar}) = \frac{h_{inf} - \frac{a}{\cos \theta_c}}{l_{inf}} \quad (2-4)$$

A distância l_{viga} é calculada por resolução do seguinte sistema de equações:

$$l_{viga} = \frac{a}{2 \times \text{sen} \theta_c} \quad (2-5)$$

$$\text{tg}(\theta_{viga}) = \frac{h_{inf}}{l_{inf} - \frac{a}{\text{sen} \theta_c}} \quad (2-6)$$

Todos os parâmetros presentes nas equações encontram-se representados na Figura 4 e Figura 5.

Modelação numérica para dimensionamento:

Até ao presente momento apresentaram-se as expressões requeridas para a definição completa de uma única escora equivalente à rigidez do painel de alvenaria. No entanto, o carácter vibratório da acção sísmica e a distribuição interna de esforços na estrutura fundamenta a recomendação de que a modelação dos painéis de alvenaria seja feita recorrendo a duas escoras diagonais por painel (bi-rotuladas), em vez de uma única com as características atrás apresentadas. Assim, poder-se-ão utilizar duas escoras diagonais equivalentes, adoptando no entanto (para que a rigidez total do painel se mantenha inalterada), para cada uma delas, metade do valor da largura a_{mod} anteriormente calculado. Na figura seguinte representa-se um modelo de elementos finitos (de barra) que pode ser utilizado para a modelação de pórticos preenchidos com painéis de alvenaria, para o Estado Limite de Danos.

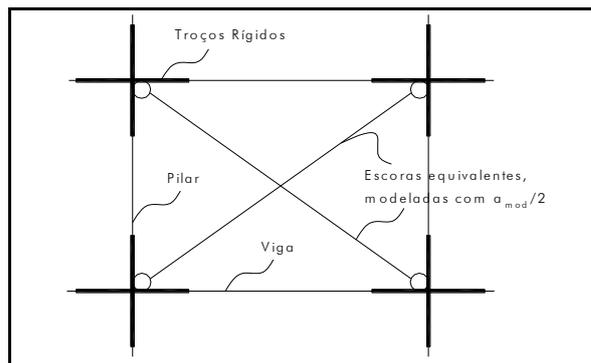


Figura 6 – Modelo de elementos finitos proposto para representação de um quadro de pórtico preenchido com um painel de parede de alvenaria.

Caso existam paredes que preencham apenas parcialmente os quadros dos pórticos existentes a modelação deve ser diferente. As escoras devem ser colocadas desde o início da parede até ao nó pilar-viga, tal como se pode observar na próxima figura.

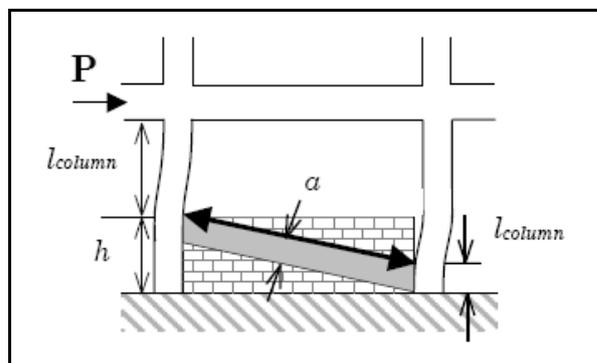


Figura 7 – Escora no caso do painel de parede de alvenaria não preencher totalmente o pórtico

Caso se trate de intervir num edifício existente e seja necessário modelá-lo podem surgir paredes com alguns danos, para esses casos a escora da parede vê-se reduzida por um valor, R_2 , cujos valores são:

(R_2) para o tipo de danos		
h_{inf}/t	Moderado	Severo
≤ 21	0,7	0,4
>21	Requer reparação	

Tabela 9 – Valores do factor de redução tendo em conta danos no painel de parede de alvenaria

Em que t é a espessura da parede e h_{inf} é definido na Figura 4.

De notar que, caso o rácio h_{inf}/t do painel seja superior a 21 o factor não é definido e é necessário reparar, se não existirem danos então o factor de redução deve ser tomado como 1.

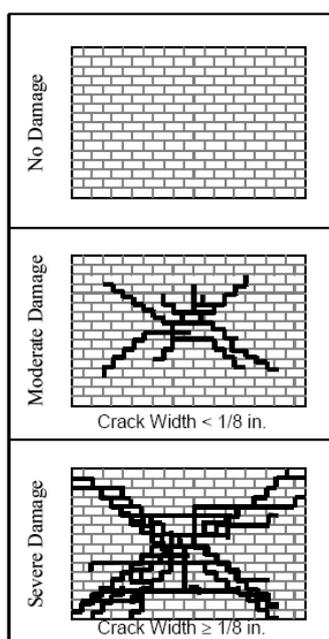


Figura 8 – Classificação visual de danos²

Relativamente a verificações a efectuar para os painéis de paredes de alvenarias no estado limite em consideração, mencionam-se as seguintes:

- Verificação do estado de tensão em cada escora diagonal (e comparação com a tensão de rotura em compressão da alvenaria);
- Verificação do cumprimento das derivas máximas.

De seguida apresenta-se um esquema referente à modelação dos painéis de paredes de alvenaria.

² Tendo em consideração que 1 inch = 2,54 cm

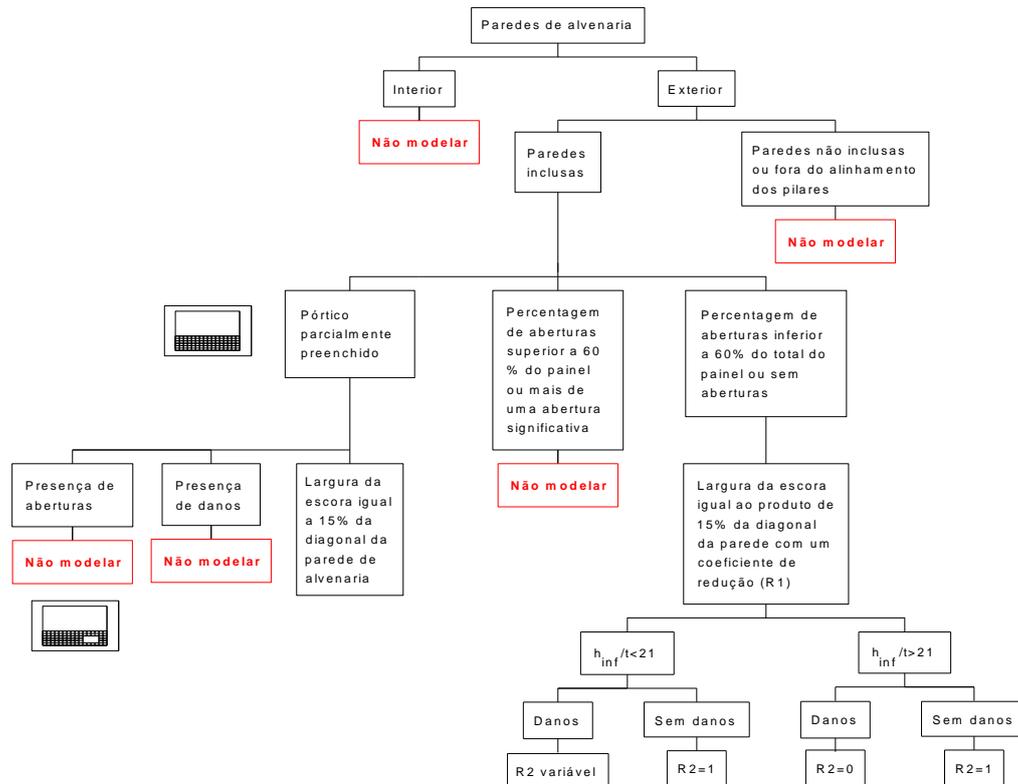


Figura 9 – Esquema referente à modelação de painéis de paredes de alvenaria

Legenda da figura:

- Como inclusas entende-se delimitadas por pilares laterais em ambos os lados.
- Para um pórtico ser parcialmente preenchido é necessário que tenha um painel de parede de alvenaria apenas como no caso apresentado na figura.
- R1 e R2 determinam-se através da equação (2-2) e Tabela 9, respectivamente.
- h_{inf} é a altura do preenchimento (ver Figura 4) e t a espessura da parede.

Parte 2-2

Estado Limite Último – Resistência de compressão da escora diagonal equivalente

Como indicado anteriormente, a realização do modelo para o Estado Limite Último não compreende, em geral, a modelação dos eventuais painéis de alvenaria incluídos na estrutura. Isto porque se admite que, no Estado Limite Último, é discutível (na generalidade dos casos) a contribuição da resistência destes elementos, pelo que a estrutura principal (pilares, vigas, lajes e paredes resis-

tentes) deverá ter a capacidade, por si mesma, de resistir às forças laterais impostas pelo sismo. Perdem-se deste modo os efeitos relacionados com a transmissão de forças aos pilares (e paredes resistentes) e vigas, por parte dos painéis de paredes de alvenaria (antes da sua rotura). Estes efeitos localizados no pórtico devem ser avaliados através da aplicação de forças correspondentes à resistência de compressão da escora directamente nesses elementos estruturais (pilares e vigas). Dado que a ligação da escora aos pilares se faz por intermédio de uma ligação rotulada, não existe transmissão de momentos.

A resistência da escora é determinada através do cálculo da carga requerida para se atingir a resistência de esmagamento da escora do painel de parede de alvenaria (R_{esmag}) e a resistência de corte do painel (H_{corte}). A componente destas forças na direcção da escora equivalente será usada para determinar a sua resistência de compressão, R_{escora} :

$$R_{escora} = \min \left\{ \begin{array}{l} R_{esmag} \\ H_{corte} / \cos(\theta_c) \end{array} \right\} \quad (2-7)$$

em que:

- θ_c é o ângulo entre o eixo da escora diagonal e a horizontal (ver Figura 4)
- R_{escora} é a resistência de compressão da escora
- R_{esmag} é a resistência de esmagamento da escora
- H_{corte} é a resistência de corte do painel de alvenaria

O valor de θ_c é obtido, como se pode ver na Figura 4, a partir de:

$$\operatorname{tg}(\theta_c) = \frac{h_{inf}}{l_{inf}} \quad (2-8)$$

em que:

- θ_c é o ângulo entre o eixo da escora diagonal e a horizontal (ver Figura 4)
- h_{inf} é a altura do painel de alvenaria confinado (ver Figura 4)
- l_{inf} consiste no vão entre as faces interiores de dois pilares (ver Figura 4)

Resistência de esmagamento da escora do painel de alvenaria

A resistência de esmagamento do painel de parede de alvenaria, R_{esmag} , corresponde à carga máxima que a escora equivalente pode suportar antes de romper por compressão:

$$R_{esmag} = a_{mod} \times t \times f_m' \quad (2-9)$$

em que:

- a_{mod} é a largura da escora diagonal equivalente, modificada para ter em conta a possível existência de aberturas
- f_m' é a tensão de rotura em compressão do painel de parede de alvenaria
- t é a espessura do painel de parede de alvenaria
- R_{esmag} consiste na resistência de esmagamento da escora do painel de parede de alvenaria

Resistência de corte do painel de alvenaria

A capacidade de corte do painel de parede de alvenaria é fornecida pela combinação de dois mecanismos diferentes: a aderência de corte e o atrito entre o painel de

alvenaria e a argamassa. O conceito de aderência de corte é ilustrado na Figura 10 onde uma típica fenda de corte em forma de escada é aproximada por uma única fenda de corte horizontal. Esta simplificação é válida porque a componente vertical da fenda em escada estará em tracção, e a sua contribuição para a resistência de corte poderá ser desprezada.

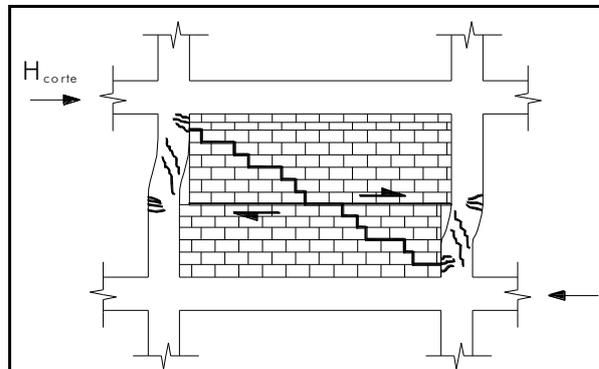


Figura 10 – Rotura por corte do painel de parede de alvenaria.

Assim, a carga horizontal lateral necessária para se atingir a resistência de corte do enchimento é calculada através de:

$$H_{corte} = A_n \times f_v' \times R_1 \quad (2-10)$$

em que:

- A_n é a área efectiva da secção argamassada do painel de enchimento, segundo a sua direcção horizontal = $t \times l_{inf}$
- f_v' consiste na tensão de corte do painel de parede de alvenaria
- l_{inf} é o vão entre as faces interiores de dois pilares
- t é a espessura do painel de parede de alvenaria
- R_1 consiste no factor de redução devido à presença de aberturas
- H_{corte} é a resistência de corte do painel de parede de alvenaria

Embora as cargas verticais actuantes no enchimento sejam de difícil determinação, pode-se considerar que 20 % das tensões normais são suportadas pelo enchimento e incluídas na componente de atrito do mecanismo resistente.

Ainda relativamente à resistência de esmagamento e de corte do painel de parede de alvenaria, note-se que as duas expressões indicadas para a sua determinação incluem o parâmetro t (espessura do painel de alvenaria). No entanto, casos há em que este valor é substituído por t_{eff} (espessura efectiva do painel de alvenaria, desprezando vazios), pelo que se deve ter sempre em atenção a que grandeza se referem os valores associados de f_m' (tensão de rotura em compressão do painel de parede de alvenaria) e f_v' (tensão de corte do painel de parede de alvenaria).

Finalmente, em termos de verificações a efectuar relacionadas com os painéis de parede de alvenaria no Estado Limite Último, refira-se que a força de corte para dimensionamento dos pilares de betão armado deve ser obtida através da soma do valor do esforço transversal (ou força de corte) para este elemento (obtido a partir do modelo numérico construído para este estado limite) com a componente horizontal da resistência de compressão da escora do painel de parede de alvenaria, R_{escora} , calculada da forma precedentemente descrita.

O uso de diferentes tipos de tijolos ou respectivas disposições construtivas exigem a adaptação adequada das propriedades mencionadas.

Parte 2-3

Valores propostos para a alvenaria comum

Os valores que se devem utilizar para a modelação de painéis de parede de alvenaria podem ser obtidos a partir de resultados de ensaios experimentais adequados para o efeito ou fundamentados em documentos bibliográficos referenciais. No entanto, na presente secção apresentam-se alguns valores das grandezas anteriormente enunciadas e que podem ser usados para a modelação de painéis de alvenaria comuns. De facto, a alvenaria que é correntemente utilizada na construção de edifícios em Portugal baseia-se no emprego de tijolos cerâmicos com formato 30 x 20 x 15 (cm) e com 12 furos segundo a maior dimensão da peça.

Os resultados seguintes resultam da compilação de diversos resultados de ensaios, obtidos a partir do trabalho de Felicita Pires [21].

E_m [GPa]	f_m' [MPa]	f_v' [MPa]	t [cm]
3,0	1,1	0,44	15

Tabela 10 – Propriedades a utilizar para a modelação de uma única escora diagonal equivalente à totalidade do painel, considerando alvenarias com tijolos 30 x 20 x 15 (cm). Valores a utilizar na realização do modelo numérico (Parte I).

Quando se trate da verificação do efeito dos painéis de parede de alvenarias para o Estado Limite Último (requisito de não colapso) os valores de tensão (f_m' e f_v') deveriam tratar-se dos valores de cálculo correspondentes ao quantilho superior, ou de 95%, das resistências. Caso haja indisponibilidade desses valores, poderão considerar-se os seguintes (obtidos a partir dos dados de Felicita Pires [21]):

f_m' [MPa]	f_v' [MPa]	t [cm]
1,8	0,78	15

Tabela 11 – Propriedades a utilizar para a modelação de uma única escora diagonal equivalente à totalidade do painel, considerando alvenarias com tijolos 30 x 20 x 15 (cm). Valores a utilizar no dimensionamento dos elementos verticais da estrutura (Parte II).

Todos os valores anteriormente apresentados se referem à existência de um único pano de alvenaria. Como se sabe, é comum a realização de dois panos de alvenaria, pelo que os valores devem ser convenientemente ajustados.

ACSS Administração Central
do Sistema de Saúde, IP

Av. João Crisóstomo nº 11 | 1000-177 Lisboa
Telefone: 217 925 800 | Fax: 217 925 848 | Email: geral@acss.min-saude.pt
www.acss.min-saude.pt