



ADMINISTRAÇÃO CENTRAL
DO SISTEMA DE SAÚDE, IP

OTIMIZAR RECURSOS
GERAR EFICIÊNCIA

Especificações Técnicas para o Comportamento Sismo-Resistente de Edifícios Hospitalares

ET 05/2020

DEPARTAMENTO DE GESTÃO DA REDE DE SERVIÇOS E RECURSOS EM SAÚDE
UNIDADE DE INSTALAÇÕES E EQUIPAMENTOS



REPÚBLICA
PORTUGUESA

SAÚDE

WWW.ACSS.MIN-SAÚDE.PT



Especificações Técnicas para o

Comportamento Sismo-Resistente de Edifícios Hospitalares

Ficha técnica

Número	ET 05/2007
Data de aprovação	nov. 2007
Data de publicação	nov. 2007
Data da última revisão	jan. 2020
Revisão obrigatória	jan. 2024

Equipa técnica

Autor	IST
Coordenação	UIE/ACSS
Edição	UIE/ACSS

Palavras-Chave

Especificações técnicas, edifício hospitalar, segurança, sismo, ação 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 projetos 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.	INTRODUÇÃO E ENQUADRAMENTO	1
2.	REGRAS GERAIS DE CONCEÇÃO ESTRUTURAL SISMO-RESISTENTE	5
3.	MODELOS E MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL.....	7
3.1.	MODELOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL	7
3.2.	MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL	8
4.	REGRAS COMPLEMENTARES PARA EDIFÍCIOS EM GERAL	9
4.1.	GENERALIDADES.....	9
4.2.	REQUISITOS DE RIGIDEZ LATERAL	9
4.3.	REQUISITOS DE LIMITAÇÃO DA TORÇÃO	9
4.4.	REQUISITOS DE RIGIDEZ DE PISO	10
5.	REGRAS COMPLEMENTARES PARA EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO	11
5.1.	GENERALIDADES.....	11
5.2.	MATERIAIS	11
5.3.	CLASSE DE DUCTILIDADE.....	11
5.4.	EDIFÍCIOS COM LAJES FUNGIFORMES	11
6.	SEGURANÇA DOS ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS, INSTALAÇÕES BÁSICAS E EQUIPAMENTOS.....	15
6.1.	GENERALIDADES.....	15
6.2.	ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS, INSTALAÇÕES BÁSICAS E EQUIPAMENTOS SENSÍVEIS À DERIVA	16
6.3.	EQUIPAMENTOS E ELEMENTOS SENSÍVEIS À ACELERAÇÃO	17
6.4.	JUNTAS ESTRUTURAIS.....	19
7.	ISOLAMENTO SÍSMICO	21
7.1.	INTRODUÇÃO	21
7.2.	DISPOSIÇÕES COMPLEMENTARES PARA ISOLAMENTO SÍSMICO	21
8.	ESPECIFICAÇÕES GEOTÉCNICAS	23
8.1.	REQUISITOS PARA A ESCOLHA DO LOCAL	23
8.2.	ESTUDOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	23

8.3. RECONHECIMENTO E PROSPEÇÃO GEOTÉCNICA	24
8.4. SISTEMAS DE FUNDAÇÃO.....	25
9. ELEMENTOS COMPLEMENTARES DE PROJECTO.....	27
10. REFERÊNCIAS	29
Anexo 1 - Modelação de painéis de Paredes de Alvenaria.....	31

Índices de tabelas e figuras

Tabela 1 - Tipos de armaduras de integridade e ângulo α	14
Tabela 2 - Valores do coeficiente de importância de equipamentos ou elementos importantes γ_a	18
Tabela 3 - Valores do coeficiente de comportamento de equipamentos ou elementos importantes q_a	19
Tabela 4 - Valores do fator de redução tendo em conta danos no painel de parede de alvenaria	36
Tabela 5 - 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).	39
Tabela 6 - 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).....	39
Figura 1 – Configurações possíveis para a armadura de integridade.....	13
Figura 2 – Disposição em planta das armaduras de integridade (neste caso A_s corresponde à área de 12 varões e b_{int} à soma para os 4 conjuntos de varões).....	14
Figura 3 – Sistema de escoras equivalentes adaptado a painel com abertura.....	33
Figura 4 – Escora equivalente utilizada para a modelação de painel de alvenaria com abertura.....	34
Figura 5 – Localização aconselhada dos troços rígidos.....	34
Figura 6 – Modelo de elementos finitos proposto para representação de um quadro de pórtico preenchido com um painel de parede de alvenaria.	35
Figura 7 – Escora no caso do painel de parede de alvenaria não preencher totalmente o pórtico.....	35
Figura 8 – Esquema referente à modelação de painéis de paredes de alvenaria	36
Figura 9 – Rotura por corte do painel de parede de alvenaria.	38

Preâmbulo

Considerando a definição geral de risco sísmico como resultante da conjugação (convolução) entre a perigosidade sísmica, a vulnerabilidade sísmica e a exposição, conclui-se que a menos de medidas específicas e contrárias, as instalações hospitalares tendem a apresentar um elevado risco sísmico. Efetivamente, a perigosidade sísmica (distribuição probabilística de indicador de severidade de ação sísmica num determinado local) não depende da natureza da construção enquanto que para construções hospitalares a exposição é particularmente elevada, fruto da conjugação dos seguintes fatores: (a) elevada ocupação (pessoal médico, funcionários e pacientes); (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). A única forma de adequação do risco sísmico nesse tipo de edifícios reside então na redução da vulnerabilidade sísmica, mediante o projeto e construção com um nível de proteção sísmica diferenciado relativamente ao dos edifícios correntes.

Em consequência do exposto anteriormente, os regulamentos e recomendações aplicáveis no âmbito nacional e internacional ao projeto de estruturas de edifícios hospitalares têm vindo a ser sucessivamente revistos, evoluindo, quer no sentido do aumento da severidade da ação sísmica a considerar para as verificações dos requisitos relacionados com a possível ocorrência de colapso (associados 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 (limitação de danos).

As “Especificações Técnicas para o Comportamento Sismo-resistente de Edifícios Hospitalares”, ET 05/2007, cuja primeira versão foi publicada em novembro de 2007, resultam dos estudos desenvolvidos pelo Instituto de Engenharia de Estruturas, Território e Construção do Instituto Superior Técnico (ICIST-IST), posteriormente integrado no *Civil Engineering Research and Innovation for Sustainability* (CERIS), do IST-ID, no âmbito do designado Programa de Avaliação da Vulnerabilidade e do Risco Sísmico das Instalações Hospitalares que o Ministério da Saúde estabeleceu com o IST, primeiro por intermédio da Direção-Geral das Instalações e Equipamentos da Saúde (DGIES) e posteriormente através da Administração Central do Sistema de Saúde (ACSS).

As ET 05/2007 foram revistas em 2009 e numa última ocasião, em 2010, em face ao conhecimento da norma NP EN 1998 -1:2010 — “Eurocódigo 8 — Projeto de estruturas para resistência aos sismos — Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios”, do CEN / CT 115, IPQ, 2010. Na atualidade procedeu-se à revisão e atualização das referidas especificações, correspondendo assim a solicitação nesse sentido por parte da ACSS e atendendo ao Despacho Normativo n.º 21/2019, de 17 de setembro de 2019, que aprovou as condições para a utilização dos Eurocódigos Estruturais nos projetos de estruturas de edifícios.

À semelhança do referido nas anteriores versões das presentes especificações, pode afirmar-se que o projeto de instalações hospitalares de acordo com as presentes especificações se torna mais detalhado e exigente do que o expresso no atual quadro regulamentar aplicável ao projeto de estruturas indiferenciadas, passando a excluir-se na presente versão a possibilidade do mesmo projeto ser realizado de acordo com a anterior regulamentação de estruturas, a saber, o RSA (Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes), o REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado) e o REAE (Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios). A elevação do nível de detalhe e exigência manifesta-se por exemplo na maior integração das metodologias de dimensionamento baseadas em desempenho (*performance-based design*) e na objetivação das verificações de segurança referentes às instalações básicas e equipamentos. A verificação de segurança das instalações básicas recomenda a consideração do contributo 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. Cumulativamente com as condições anteriores, procede-se a um conjunto de restrições adicionais referentes ao dimensionamento de edifícios com estrutura de betão armado, sendo ainda de referir um cuidado acrescido em termos das especificações geotécnicas.

Entendendo que a solução estrutural de isolamento sísmico ou de base é potencialmente aquela que assegura um maior controle do comportamento sísmico do edifício, quer em termos dos requisitos de segurança contra o colapso quer em termos dos requisitos de segurança correspondentes à limitação de danos e conservação da operacionalidade, o presente documento contempla algumas disposições complementares referentes ao dimensionamento de edifícios com este tipo de solução estrutural. É de referir que o isolamento de base é particularmente adequado para edifícios considerados essenciais, como os hospitais, que precisam de se manter totalmente operacionais após a ocorrência de um sismo.

As verificações, mais detalhadas e exigentes, da segurança estrutural e operacionalidade devem ser

complementadas pela revisão do projeto de estruturas e por um controle de qualidade mais apertado da execução em obra.

1. INTRODUÇÃO E ENQUADRAMENTO

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

Os projetos de estruturas de novos edifícios hospitalares devem ser desenvolvidos em conformidade com as seguintes Normas Portuguesas (Eurocódigos Estruturais):

- NP EN 1990:2009 — Eurocódigo — Bases para o projeto de estruturas, [5];
- NP EN 1991-1-1:2009 — Eurocódigo 1 — Ações em estruturas — Parte 1-1: Ações gerais — Pesos volumicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios, [6];
- NP EN 1992-1-1:2010 — Eurocódigo 2 — Projeto de estruturas de betão — Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, [7];
- NP EN 1993-1-1:2010 — Eurocódigo 3 — Projeto de estruturas de aço — Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, [8];
- NP EN 1993-1-5:2012 — Eurocódigo 3 — Projeto de estruturas de aço — Parte 1-5: Elementos estruturais constituídos por placas, [9];
- NP EN 1993-1-8:2010 — Eurocódigo 3 — Projeto de estruturas de aço — Parte 1-8: Projeto de ligações, [10];
- NP EN 1997-1:2010 — Eurocódigo 7 — Projeto geotécnico — Parte 1: Regras gerais, [11];
- NP EN 1998-1:2010 — Eurocódigo 8 — Projeto de estruturas para resistência aos sismos — Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios, [12];
- NP EN 1998-5:2010 — Eurocódigo 8 — Projeto de estruturas para resistência aos sismos — Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspetos geotécnicos, [13];
- Especificação relativa a betões, NP EN 206-1:2007 — Betão. Parte I: Especificação, desempenho e conformidade, [14].
- Especificações LNEC relativas a aços, E449:2017 [15], E450:2017 [16], E452:2011 [17], E453:2011 [18], E455:2017 [19], E456:2011 [20], E458:2011 [21], E459:2012 [22] e E460:2017 [23].

A generalidade das condições anteriores encontram-se baseadas no Despacho Normativo n.º 21/2019 de 17 de Setembro [1], que aprova as condições para a utilização dos Eurocódigos Estruturais nos projetos de estruturas de edifícios. Dado o âmbito do presente documento destaca-se em particular a adoção do conjunto formado pelas NP EN 1998-1:2010 [12] e NP EN 1998-5:2010 [13], que será doravante designado abreviadamente por “Eurocódigo 8”. Não obstante as referidas normas serem bastante detalhadas nos fundamentos e formas de expressões dos seus princípios e regras de aplicação, sugere-se, complementarmente, a consulta do documento “*Designers' guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance : general rules, seismic actions, design rules for buildings, foundations and retaining structures*”, [26]. Os projetos de estruturas devem ainda ser conformes ao documento “Recomendações e Especificações Técnicas para o Edifício Hospitalar”, RETEH, [24], da ACSS.

Pode ainda acrescentar-se que o Despacho Normativo n.º 21/2019 aprova as condições de utilização dos seguintes regulamentos adicionais:

- NP EN 1991-1-2:2010 — Eurocódigo 1 — Ações em estruturas — Parte 1-2: Ações gerais — Ações em estruturas expostas ao fogo;
- NP EN 1991-1-3:2009 — Eurocódigo 1 — Ações em estruturas — Parte 1-3: Ações gerais — Ações da neve;
- NP EN 1991-1-4:2010 — Eurocódigo 1 — Ações em estruturas — Parte 1-4: Ações gerais — Ações do vento;
- NP EN 1991-1-5:2009 — Eurocódigo 1 — Ações em estruturas — Parte 1-5: Ações gerais — Ações térmicas;
- NP EN 1992-1-2:2010 — Eurocódigo 2 — Projeto de estruturas de betão — Parte 1-2: Regras gerais — Verificação da resistência ao fogo;
- NP EN 1993-1-2:2010 — Eurocódigo 3 — Projeto de estruturas de aço — Parte 1-2: Regras gerais — Verificação da resistência ao fogo;
- NP EN 1993-1-9:2010 — Eurocódigo 3 — Projeto de estruturas de aço — Parte 1-9: Fadiga;

- NP EN 1993-1-10:2010 — Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço — Parte 1-10: Tenacidade dos materiais e propriedades segundo a espessura;
- NP EN 1998-3:2017 — Eurocódigo 8 — Projeto de estruturas para resistência aos sismos — Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios.

Cabe aqui referir que embora o Despacho Normativo n.º 21/2019 preveja um período de transição de três anos a contar da data de publicação do mesmo despacho durante o qual os projetos de estruturas podem ser elaborados, de forma não casuística, de acordo com os Eurocódigos Estruturais ou de acordo com aplicação dos regulamentos anteriormente vigentes (RSA, Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, [2]; REBAP, Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, [3]; e REAE, Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios, [4]), entendeu a ACSS que se deveria tirar pleno partido dos progressos nas matérias relevantes de conhecimento verificados posteriormente à data de publicação dos anteriores regulamentos, devendo os mesmos projetos ser elaborados exclusivamente de acordo com os Eurocódigos Estruturais.

As presentes especificações técnicas definem, em conformidade com o Eurocódigo 8, um conjunto de objetivos de desempenho para os novos edifícios e instalações hospitalares. O nível da ação sísmica a ser considerado na verificação desses objetivos de desempenho deverá corresponder à designada classe de importância IV, expressa na afetação (multiplicação) por um coeficiente de importância γ_I da ação sísmica determinada para um período de retorno de referência. Concretizando, os objetivos de desempenho procuram satisfazer os seguintes requisitos com um adequado nível de fiabilidade:

- **Requisito de não ocorrência de colapso**, associado ao Estado Limite Último. Com este requisito pretende-se excluir 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 ação sísmica a considerar para as verificações do requisito de não ocorrência de colapso corresponde a um período de retorno da ordem dos 1300 anos (probabilidade de excedência de 3.8% em 50 anos). O aumento do período de retorno relativamente aos edifícios correntes (período de retorno de 475 anos) resulta de um mais exigente nível de fiabilidade em edifícios e instalações hospitalares, correspondendo à afetação da ação sísmica de referência por um coeficiente de importância γ_I com um valor de 1,95 e de 1,50, respetivamente para as ações sísmicas tipo 1 (sismo afastado) e 2 (sismo próximo).
- **Requisito de limitação de danos**, associado ao Estado de Limitação de Danos. Este requisito pretende garantir a ausência de restrições à utilização do edifício, assim como a limitação dos danos não estruturais face à ação de um sismo com um período de retorno inferior ao do requisito de não ocorrência de colapso. A ação sísmica a considerar para o requisito de limitação de danos corresponde a um período de retorno da ordem de 300 anos. A ação sísmica assim definida também considera a diferenciação da fiabilidade em instalações hospitalares por via da afetação da mesma por um coeficiente de importância, determinado nacionalmente para os dois cenários de sísmicos referidos.

No caso mais frequente, 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) dever-se-á 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 inclusos. 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, indiretamente, 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 RETEH [24], da ACSS, nomeadamente nas suas subsecções 2.1 (Arquitetura), 2.2 (Fundações e estruturas), 2.3 (Movimentos de terras e contenções), 2.4 (Instalações e equipamentos de águas e esgotos), 2.5 (Instalações e equipamentos elétricos e de comunicações), 2.6 (Instalações e equipamentos mecânicos), 2.7 (Equipamento geral fixo), 2.8 (Segurança integrada) e 2.9 (Gestão técnica centralizada).

Uma das formas de proteção sísmica dos edifícios hospitalares consiste na utilização do designado isolamento sísmico, também dito isolamento de base. Com o isolamento de base, os movimentos sísmicos horizontais do

edifício são reduzidos através da separação do movimento do edifício do movimento do solo. Esta separação é conseguida através da utilização de apoios especialmente concebidos para o efeito que são colocados na base da estrutura a isolar, reduzindo a transmissão do movimento horizontal do solo e garantindo a capacidade de suporte para cargas verticais.

No edifício com isolamento de base, durante a ocorrência de um sismo a estrutura e o seu conteúdo (equipamentos, elementos não estruturais, ocupantes, etc.), ficam sujeitos a níveis de vibração reduzidos, o que torna essa solução estrutural especialmente indicada para edifícios de importância vital para a proteção civil, como os hospitais.

Esta solução estrutural tem vindo a ser crescentemente utilizada em instalações hospitalares, sendo, consequentemente, abordada nas presentes especificações técnicas, na secção 7 (Isolamento Sísmico). Os projetistas deverão cumprir as condições estipuladas na secção 10 (Isolamento de Base) do Eurocódigo 8 cumulativamente com as condições estipuladas na secção 7 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 CONCEÇÃO ESTRUTURAL SISMO-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 ativas 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;
- A possibilidade de ocorrência de alterações estruturais dos terrenos associadas à ação sísmica, tais como, deslizamento de taludes, liquefação 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 conceção 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 (Disposições específicas - Projeto), 2.2.4.2 (Disposições específicas - Fundações) e 4.2.1 (Princípios básicos de conceção) do Eurocódigo 8, considera-se importante observar os seguintes princípios básicos da conceção sismo-resistente de estruturas de edifícios hospitalares:

- **Simplicidade estrutural**, caracterizada pela existência de um sistema claro e direto de transmissão das forças devidas à ação sísmica; deve ser um objetivo 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 direções 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 estas se façam de maneira gradual 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 efetivas 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, atuantes em qualquer direção, 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 arquitetónica, 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 tendencialmente indeformáveis no plano horizontal**, ao nível dos pisos; devem desempenhar as funções 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, estacas, ou outros, devem ser ligados por vigas de travamento (conforme descrito em 5.8.2 do Eurocódigo 8), ao nível das ligações dos elementos verticais resistentes com os elementos de fundação e segundo as duas direções, usualmente ortogonais, definidas pelos alinhamentos dos pilares. Excetuam-se as situações em que as características geotécnicas permitam dispensar esta exigência;
- **Nos painéis de parede de alvenaria inclusos**, entre os elementos estruturais principais (vigas, pilares e lajes), 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 (ou sísmicas)**, as juntas estruturais entre edifícios contíguos e independentes devem ser dimensionadas tendo em conta os deslocamentos relativos devidos à ação sísmica verificando a condição de junta sísmica expressa em 4.4.2.7 do Eurocódigo 8; 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 das estruturas dos edifícios serem construídas em betão armado e sem prejuízo do cumprimento das regras de conceção de estruturas deste tipo constantes na secção 5 (Regras específicas para edifícios de betão) do Eurocódigo 8, entende-se como necessário observar os seguintes princípios de comportamento sismo-resistente de estruturas de betão armado:

- Com a exceção das estruturas com isolamento de base, 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 direções 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 sismos;
- No sentido de evitar uma situação de colapso progressivo de lajes fungiformes, 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.

Os princípios anteriores referentes a soluções estruturais com lajes fungiformes encontram-se objetivados na secção 5 das presentes especificações. Finalmente, no que se refere às fases subsequentes ao projeto, 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 objeto 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 1, Parte 1-1). O módulo de elasticidade a adotar para os elementos estruturais de betão armado deverá corresponder ao valor médio determinado aos 28 dias de idade. Os valores da rigidez 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 a posteriori do efeito prejudicial das faixas comprimidas de alvenaria sobre os pilares adjacentes (ver Anexo 1, Parte 1-2) assim como das derivas entre pisos. À semelhança do verificado para o Estados de Limitação de Danos, o módulo de elasticidade a adotar 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 ações 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.

Caso se opte pela sua consideração, a modelação dos painéis de paredes de alvenaria, nos Estados de Limitação de Danos, deve seguir as regras constantes da Parte 1-1 e Parte 1-2 do Anexo 1. Na Parte 1-3 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 sugerem as características mecânicas constantes em [25] e Anexo 1, Parte 1-3), ou por tijolos de outro tipo (de betão, cerâmicos maciços, cerâmicos perfurados, etc.), ou ainda alvenarias reforçadas. Com a exceção 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).

32. 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, consequentemente, 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. REGRAS COMPLEMENTARES PARA EDIFÍCIOS EM GERAL

4.1. GENERALIDADES

Apresentam-se de seguida algumas regras complementares para edifícios em geral, ou seja, independentemente do seu material estrutural e da sua solução estrutural. Essas regras complementares exprimem alguns dos princípios básicos formulados na secção 2, em alguns casos de forma mais restritiva do que aquela que decorreria da aplicação estrita do Eurocódigo 8. Em outros casos, permite-se uma verificação alternativa dos mesmos princípios básicos.

As regras que aqui se apresentam permitem numa fase inicial de desenvolvimento do projeto verificar indiretamente alguns dos princípios básicos, sem prejuízo de depois de consolidado o dimensionamento do edifício se proceder à verificação estrita do Eurocódigo 8.

4.2. REQUISITOS DE RIGIDEZ LATERAL

Independentemente da solução estrutural adotada e material estrutural predominante, entende-se necessário assegurar que a estrutura do edifício hospitalar apresenta uma rigidez lateral adequada. Essa condição visa excluir os seguintes cenários resultantes de insuficiente rigidez lateral:

- Deformação excessiva da estrutura para um sismo correspondente ao requisito de limitação de danos, originando danos excessivos nos elementos não estruturais ou prejuízo às condições de utilização do edifício, e;
- Efeitos de segunda ordem (efeitos $P-\Delta$) significativos, cuja avaliação e controle apresenta uma maior incerteza, para um sismo correspondente ao requisito de não ocorrência de colapso.

A exclusão do cenário a) encontra-se diretamente relacionada com a generalidade das verificações de segurança apresentadas na secção 6 do presente documento, não se revelando viável proceder a uma verificação a priori mediante uma expressão simplificada. Remete-se assim o projetista para as verificações explicitadas ou referenciadas nessa secção.

Já relativamente ao cenário b) pode demonstrar-se que a sua ocorrência pode ser indiretamente excluída, de forma conservativa, mediante a limitação do valor do coeficiente de comportamento q . Concretamente, a condição de exclusão do cenário b) encontra-se expressa mediante a seguinte equação (a ser verificada pelo coeficiente de comportamento, separadamente em ambas as direções horizontais):

$$q \leq 0.15 \omega_1^2 \frac{H}{g} \eta_{NP}$$

em que ω_1 e η_{NP} são, respetivamente, a frequência angular do modo fundamental predominantemente de translação na direção horizontal considerada (para o modelo para Estados Limites Últimos) e um coeficiente corretivo tendo em conta o número de pisos do edifício. As restantes variáveis, H e g , representam a altura total do edifício acima do solo e a aceleração da gravidade. Pode admitir-se que o coeficiente corretivo do número de pisos é de 1,0 para edifícios de um só piso e de 0,4 para todos os restantes casos.

Admite-se que a condição anterior conduz a valores máximos do coeficiente de comportamento geralmente superiores àqueles que resultam de outras considerações, permitindo não obstante esse facto, despistar situações anómalas originando nesses casos um redimensionamento da estrutura conferindo-lhe maior rigidez para movimentos laterais.

4.3. REQUISITOS DE LIMITAÇÃO DA TORÇÃO

Tendo em conta a incerteza acrescida na avaliação dos efeitos do comportamento estrutural não linear em edifícios considerados torsionalmente flexíveis (i.e., sem a rigidez de torção mínima correspondente à equação 4.1b do Eurocódigo 8), excluem-se edifícios com essas características. A verificação da exclusão do cenário de edifícios torsionalmente flexível pode ser realizada mediante a equação anteriormente referida, ou seja:

$$r_x \geq l_s$$

em que r_x e l_s representam o raio de torção na direção y e o raio de giração do piso, conforme descrito em 4.2.3.2(6) do Eurocódigo 8. Essa verificação deve ser estendida a ambas as direções horizontais x e y e a todos os pisos. Considerando que o cálculo dos valores dos raios de torção em edifícios com mais de um piso é um

processo aproximado e discutível, propõe-se alternativamente, que a condição de edifício não torsionalmente flexível possa ser expressa em termos da hierarquia dos períodos dos modos fundamentais predominantes de translação, segundo x e y, e de torção. Assim, identificando por $T_{1\theta}$, T_{1x} e T_{1y} os períodos dos modos fundamentais predominantemente de torção e de translação segundo x e y, considera-se que o edifício não é torsionalmente flexível quando se verifica a seguinte condição:

$$T_{1\theta} < \min(T_{1x}, T_{1y})$$

A identificação dos modos fundamentais predominantemente de torção e de translação segundo x e y deve ser realizada tendo em conta os valores da massa modal efetiva para cada um dos modos. Tipicamente um modo fundamental predominantemente de translação segundo uma direção apresenta uma massa modal efetiva superior a 50% da massa total nessa direção. O modo fundamental predominantemente de torção apresenta massas modais efetivas em ambas as direções significativamente inferiores a 50% da massa total nas mesmas direções.

4.4. REQUISITOS DE RIGIDEZ DE PISO

Considerando o papel determinante na designada ação de diafragma da rigidez no plano horizontal das estruturas de piso entende-se aqui ser necessário que a condição de diafragma rígido seja satisfeita em todos os pisos, incluindo a cobertura. Tratando-se da situação mais comum de um piso em betão armado ou betão armado prefabricado a condição de diafragma rígido é satisfeita se a espessura da laje ou da lâmina de compressão betonada *in situ* e demais características das lajes cumprirem os requisitos expressos em 5.10(1) e 5.10(2) do Eurocódigo 8. Alternativamente podem seguir-se as indicações da nota de 4.3.1.(4) do Eurocódigo 8, modelando explicitamente a rigidez real das estruturas de piso no plano horizontal e verificando que em nenhum dos seus pontos os deslocamentos horizontais excedem em mais de 10% os valores correspondentes à hipótese de diafragma rígido.

Complementarmente à condição anterior, excluem-se ainda as situações de plantas com esbelteza excessiva, obrigando a que a esbelteza do piso, determinada de acordo com 4.2.3.2(5) do Eurocódigo 8, seja inferior a 4.

5. REGRAS COMPLEMENTARES PARA EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

5.1. GENERALIDADES

Considerando o grau acrescido de fiabilidade requerido para edifícios hospitalares, indicam-se na presente secção algumas condições complementares às do Eurocódigo 8 a serem satisfeitas no projeto para resistência aos sismos de estruturas de edifícios com estrutura de betão armado.

São ainda definidos um conjunto de condições que permitem explorar, ainda que de forma limitada, os sistemas estruturais de lajes fungiformes na resistência à ação sísmica.

5.2. MATERIAIS

De modo a garantir um maior nível de fiabilidade na resposta da estrutura à ação sísmica, nomeadamente das zonas críticas dos elementos sísmicos primários, devem ser utilizados materiais com propriedades adequadas. Por outro lado, considerando o disposto na norma NP EN 206-1:2007 [14] relativamente aos requisitos de durabilidade, deverá ser utilizado betão que cumpra as prescrições relativas à classe de resistência mínima para as diferentes classes de exposição ambiental.

Nas condições anteriores, são estabelecidos os seguintes requisitos relativos às propriedades dos materiais:

1. Nas zonas críticas dos elementos sísmicos primários devem ser utilizadas armaduras de aço da classe de ductilidade C (A400 NR SD; A 500 NR SD);
2. Na estrutura não deve ser utilizado betão de classe de resistência inferior a C25/30.

5.3. CLASSE DE DUCTILIDADE

A classe de ductilidade a ser adotada no projeto de uma estrutura de um edifício hospitalar deverá ser escolhida criteriosamente tendo em conta o nível expectável localmente para a ação sísmica e as exigências de comportamento sísmico desse tipo de edifícios para sismos de moderada ou elevada severidade.

Atendendo a que o Eurocódigo 8 apenas permite a adoção da classe de ductilidade DCL (baixa) em zonas de baixa sismicidade (embora com a possível extensão a outras zonas em circunstâncias muito definidas e para uma classe de importância não compatível com hospitais) e que essas zonas não existem no território continental Português para efeitos do projeto de estruturas de edifícios hospitalares, conclui-se que o projeto terá que ser realizado considerando as classes de ductilidade DCM (média) ou DCH (alta).

Considerando as classes de ductilidade DCM e DCH, pode, em termos comparativos, afirmar-se o seguinte:

- a classe DCH conduz a menores esforços de dimensionamento, mas a requisitos de ductilidade mais elevados, que se traduzem em métodos de dimensionamento e disposições construtivas mais exigentes. Esta classe apresentará, em princípio, um maior nível de proteção sísmica para sismos de muito elevada severidade, mas, em contrapartida, conduzirá a um maior nível de danos para sismos de moderada severidade. Para a classe DCM o comportamento será o inverso do referido para a classe DCH;
- tendo em conta os requisitos de desempenho dos edifícios para sismos de moderada e de elevada severidade recomenda-se que no projeto não se explore excessivamente a ductilidade da estrutura, sendo de adotar para o efeito valores moderados do coeficiente de comportamento.

Resumindo, considerando o objetivo do controle dos danos nos elementos estruturais induzidos por eventuais plastificações das suas zonas críticas sob a ação de sismos de moderada severidade não deverão ser adotados no projeto sísmico coeficientes de comportamento com valores superiores a 3,0.

5.4. EDIFÍCIOS COM LAJES FUNGIFORMES

O Eurocódigo 8 não cobre totalmente o projeto de edifícios de betão com lajes fungiformes utilizadas como elementos sísmicos primários, conforme indicado em 5.1.1(2)P. O Anexo Nacional recomenda ainda que, com a exceção de zonas de baixa sismicidade e classe de ductilidade DCL (baixa), essas lajes não sejam utilizadas como parte dos elementos sísmicos primários, propondo a associação a outros elementos (paredes ou pórticos) como partes integrantes do sistema estrutural resistente a ações horizontais.

Todavia, importa considerar que algumas lajes fungiformes apresentam características satisfatórias de rigidez e

resistência onde a deformabilidade lateral deste sistema estrutural e os fenómenos de rutura precoce por falta de ductilidade podem ser controlados por disposições construtivas apropriadas e por critérios de dimensionamento mais exigentes que os contemplados no Eurocódigo 2.

Em acréscimo, é necessário ter em conta que este sistema estrutural é de utilização frequente em edifícios hospitalares pois permite a fácil instalação das condutas de sistemas e de outros equipamentos comuns nesse tipo de instalações, junto dos tetos dos pisos. Conclui-se assim que a exploração do contributo das lajes fungiformes como parte do sistema estrutural resistente aos sismos constitui uma vantagem económica que pode ser relevante.

Tendo em conta as considerações anteriores admite-se que os sistemas de lajes fungiformes possam ser considerados como elementos sísmicos primários. Para o efeito, para além das condições indicadas na secção 2 destas especificações e das disposições definidas no Eurocódigo 2, estabelece-se em seguida um conjunto de requisitos suplementares que permite explorar este sistema estrutural na resistência à ação sísmica.

- a) os edifícios deverão dispor de sistemas de paredes ou de sistemas mistos equivalentes a paredes, conforme classificação definida na subsecção 5.1.2 do Eurocódigo 8, cuja resistência à força de corte na base do edifício seja superior a 65% da resistência total à força de corte na base de todo o sistema estrutural;
- b) os elementos de apoio das lajes fungiformes, pilares ou paredes, deverão apresentar uma disposição em planta de forma a constituir uma malha regular nas duas direções ortogonais;
- c) as lajes fungiformes poderão ser maciças ou aligeiradas, ser de espessura uniforme ou incluir bandas maciças entre pilares com maior espessura. Admitem-se também lajes com zonas mais espessas na envolvente dos pilares formando capitéis;
- d) as lajes aligeiradas deverão conter bandas maciças entre pilares com altura mínima $h=0,30m$ e largura mínima $b=\max \{2h; b_c\}$ em que b_c é a dimensão da secção do pilar na direção perpendicular ao eixo da banda. Aplica-se o mesmo requisito no caso de lajes maciças com bandas mais espessas entre pilares;
- e) as lajes maciças de espessura uniforme e os capitéis de lajes maciças deverão ter altura mínima $h=0,30m$;
- f) no projeto sísmico não deverão ser adotados coeficientes de comportamento com valor superior a 2,5;
- g) o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, θ , definido na subsecção 4.4.2.2 do Eurocódigo 8, não deverá ser superior a 0,20;
- h) para efeito da disposição da armadura longitudinal inferior e superior os painéis de laje são divididos em faixas sobre pilares e em faixas centrais tal como definido no Anexo I do Eurocódigo 2;
- i) a armadura longitudinal para resistir à totalidade dos esforços de flexão relativos à situação de projeto sísmica deverá ser colocada na faixa sobre pilares. Pelo menos 50% desta armadura deve ser colocada numa largura efetiva b_c+2h centrada com o eixo do pilar;
- j) a armadura longitudinal para resistir aos momentos fletores transmitidos pela laje aos pilares deve ser colocada na largura efetiva b_c+2h referida em i);
- k) no caso das lajes fungiformes aligeiradas e lajes maciças com bandas mais espessas entre pilares, admite-se que as bandas referidas em d) se prolonguem para as zonas maciças envolventes dos pilares, funcionando como elementos embebidos na espessura da laje, onde serão adotadas disposições construtivas idênticas às das vigas. Nestas zonas, num comprimento mínimo de $3h$ a partir de cada face do apoio, as bandas consideram-se com largura b_c+2h . No caso de lajes maciças de espessura uniforme aplica-se o mesmo critério;
- l) as bandas entre pilares referidas em k), cujo funcionamento estrutural é suposto ser semelhante ao das vigas, deverão ser dimensionadas e pormenorizadas de modo a satisfazerem as disposições construtivas para a ductilidade local definidas na subsecção 5.4.3.1.2 do Eurocódigo 8, devendo considerar-se as seguintes alterações:
 - extensão das zonas críticas: $l_{cr}=1,5h$;
 - na zona comprimida da laje junto aos alinhamentos dos apoios deverá ser colocada uma armadura não inferior a 40% da secção da armadura da zona tracionada;
 - espaçamento, s , das armaduras de confinamento: $s \leq \min \{h_0/2; 8d_{bL}\}$ em que h_0 é a distância entre as camadas de armadura longitudinal inferior e superior;
- m) de modo a garantir um confinamento mínimo para o betão comprimido, para além das disposições referidas em l), deverá adotar-se na zona crítica da banda de laje um espaçamento, s_r , entre ramos de estribos na direção transversal ao eixo da banda não superior a 200mm;
- n) a armadura de confinamento definida em l) e m) deverá ser colocada na largura b_c+2h ;

- o) a resistência ao corte deverá ser assegurada por armadura transversal, constituída por estribos verticais, calculada através das regras de dimensionamento pela capacidade real definidas para estruturas da classe de ductilidade média, DCM conforme subsecção 5.1.2 do Eurocódigo 8, devendo, para efeito do cálculo dos momentos fletores resistentes, ser considerada toda a armadura longitudinal colocada na faixa sobre pilares definida em i);
- p) os estribos deverão ser prolongados até uma distância mínima de $3h$ a partir da face do apoio. No troço exterior à zona crítica o espaçamento, s , entre os ramos dos estribos na direção do eixo da banda não deverá ser superior a $h_0/2$. Na direção ortogonal ao eixo da banda o espaçamento entre ramos dos estribos não deverá ser superior a h_0 ;
- q) a armadura transversal mínima a adotar nas bandas maciças entre pilares referidas em d) deverá ser quantificada de acordo com o disposto na subsecção 9.2.2 da NP EN 1992-1-1 [7].

Nos casos gerais em que as lajes fungiformes sejam consideradas como elementos sísmicos secundários deverá ser adotada uma armadura transversal na laje, na envolvente do pilar, de modo a evitar fenómenos de rutura por punçoamento excêntrico. Essa armadura poderá ser evitada apenas nos casos em que as lajes:

- a) tenham espessura não inferior a 0,30m;
- b) o dimensionamento da estrutura secundária seja realizado adotando coeficientes de comportamento não superiores a 1,5;
- c) a resistência ao corte seja assegurada apenas pelo betão considerando que as tensões de corte atuantes são calculadas a partir dos esforços obtidos diretamente da análise multiplicadas pelo valor do coeficiente de comportamento adotado.

Independentemente de serem ou não consideradas como fazendo parte dos elementos sísmicos primários, as lajes fungiformes deverão dispor de armaduras que evitem fenómenos de colapso progressivo devido a ruturas de punçoamento. Para o efeito deverá ser adotada uma armadura na face inferior da laje, no interior da zona de apoio nos pilares, designada por armadura de integridade, pormenorizada e calculada de acordo com a metodologia de dimensionamento definida no *fib Model Code 2010:2012* [27], a qual se representa simplificada de seguida, na Figura 1.

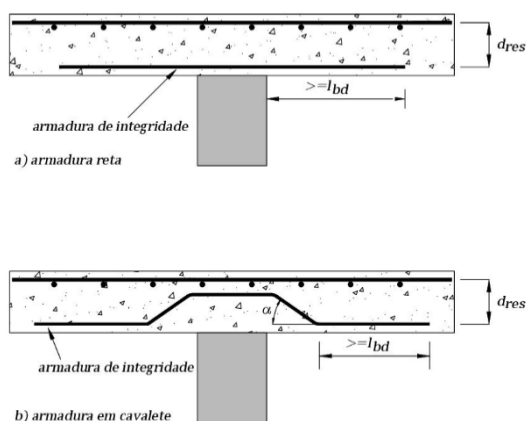


Figura 1 – Configurações possíveis para a armadura de integridade.

A resistência após punçoamento conferida pela armadura de integridade pode ser calculada por:

$$V_{Rd,int} = \sum A_s f_{yd} (f_t / f_y)_k \sin(\alpha_{ult}) \leq \frac{0,5 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} d_{res} b_{int}$$

em que:

A_s – somatório das áreas de todos os varões que constituem a armadura de integridade;

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de integridade;

f_t / f_y – relação entre a resistência à tração e a tensão de cedência do aço, dependendo da classe de ductilidade das armaduras, definida no Anexo C do Eurocódigo 2;

α_{ult} – ângulo das armaduras de integridade com o plano da laje no colapso (após desenvolvimento das deformações plásticas no regime pós-punçoamento);

d_{res} – distância entre os centróides das armaduras de flexão e de integridade;

b_{int} – perímetro de controlo ativado pela armadura de integridade após punçoamento, podendo ser calculado da seguinte forma:

$$b_{int} = \sum \left(s_{int} + \frac{\pi}{2} d_{res} \right)$$

Em que o somatório anterior se refere aos grupos de varões ativados no contorno da área suportada e s_{int} corresponde à largura do grupo de varões (ver Figura 2).

A Figura 2 representa a disposição em planta das armaduras de integridade.

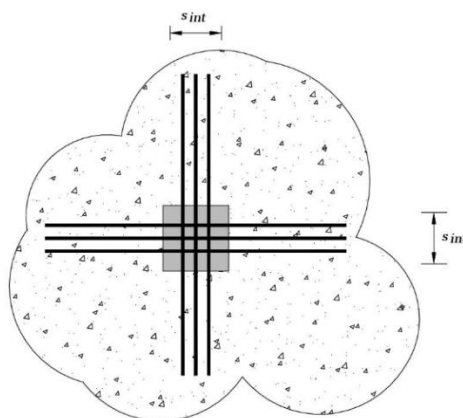


Figura 2 – Disposição em planta das armaduras de integridade (neste caso A_s corresponde à área de 12 varões e b_{int} à soma para os 4 conjuntos de varões).

As armaduras de integridade devem ser constituídas por um mínimo de 4 varões colocados sobre a área de apoio, convenientemente amarrados no lado comprimido da laje. Armaduras de pré-esforço pós-tensionadas podem também ser consideradas como fazendo parte da armadura de integridade.

A condição de ativação plena das armaduras de integridade obriga a que o diâmetro dessas armaduras ϕ_{int} não seja superior a $0,12 d_{res}$. Na Tabela 1 apresentam-se os tipos de armadura de integridade e os valores de α_{ult} .

Tabela 1 - Tipos de armaduras de integridade e ângulo α

α_{ult}	Tipo de armadura de integridade
0°	Armaduras retas, classe de ductilidade A
20°	Armaduras retas, classe de ductilidade B
25°	Armaduras retas, classe de ductilidade C
$\alpha \leq 40^\circ$	Armaduras inclinadas ou em cavalete, classe de ductilidade B, C

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:

- 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 ação 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 ação sísmica mais severa, correspondente ao Estado Limite Último.

Como referido anteriormente, na determinação dos efeitos da ação sísmica para o Estado de Limitação de Danos poderá considerar-se explicitamente o efeito rigidificador dos painéis de alvenaria exterior inclusos 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 ação 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 desafetar do coeficiente de comportamento relativo a esforços os resultados obtidos, com base no espectro de dimensionamento para a análise elástica.

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 determinadas 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 ação 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 ação 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 ação 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), tetos falsos (e iluminação suspensa) e ductos. Estas condições encontram-se explicitadas nas RETEH [24].

6.2.2. Instalações e equipamentos elétricos

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

Para a generalidade das instalações e equipamentos elétricos listados nas RETEH [24] deverá garantir-se que as suas prumadas podem suportar deslocamentos horizontais relativos entre pisos (devidos à ação 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 ação sísmica correspondente ao Estado de Limitação de Danos, com um limite superior de 0,5% do pé-direito. A satisfação da condição expressa não isenta da verificação das regras, mais detalhadas, de dimensionamento de sistemas de elevadores, objeto de especificações técnicas em elaboração.

Nas prumadas de algumas das instalações de segurança eletrónica – rede de deteção e alarme de incêndios e rede de deteção 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 ação sísmica) correspondentes ao Estado Limite Último, com um valor limite superior de 1,5% do pé-direito.

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

6.2.3. Instalações e equipamentos mecânicos

As instalações e equipamentos mecânicos deverão apresentar um comportamento sismo-resistente apropriado, exigindo-se, na generalidade dos casos, que permaneçam operacionais para a ação 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 sismo-resistente são mais restritivas, obrigando-se à conservação da operacionalidade para a ação sísmica correspondente ao requisito de não ocorrência de 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 [24] deverá garantir-se que as suas prumadas podem suportar deslocamentos horizontais relativos entre pisos (devidos à ação 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 ação 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 ação 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 sismo-resistente apropriado, exigindo-se, na generalidade dos casos, que permaneçam operacionais para a ação 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 sismo-resistente são mais restritivas, obrigando-se à conservação da operacionalidade para a ação sísmica correspondente ao requisito de não ocorrência de 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 [24] deverá garantir-se que as suas prumadas podem suportar deslocamentos horizontais relativos entre pisos (devidos à ação 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 ação 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 projetistas deverão proceder à demonstração da sua conformidade face à ação correspondente ao Estado de Limitação de Danos (requisito de limitação de danos), assim como da conformidade dos seus dispositivos de fixação face à ação 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:

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

em que,

z	altura a que se encontra o equipamento ou elemento, medida a partir do nível onde é aplicada a ação 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 direção em análise [s];
S	coeficiente de solo;
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno tipo A [m/s ²];
γ_a	coeficiente de importância do equipamento ou elemento cujo valor deve ser considerado de acordo com a Tabela 2.
g	aceleração da gravidade [m/s ²].

Faz-se aqui notar que a equação 6.2 difere ligeiramente da equação 4.25 de 4.3.5.2(3) do Eurocódigo 8, reproduzindo de forma mais adequada a evolução em altura das acelerações de piso. Relativamente ao fator de importância, poderá considerar-se o expresso na Tabela 2.

Tabela 2 - Valores do coeficiente de importância de equipamentos ou elementos

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.	$\geq 1,5$
Outras situações	1,0

A aceleração assim determinada deve ser inferior à aceleração indicada pelo fabricante para o correto 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 projetista 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 resistência 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 (ag) corresponde ao Estado Limite Último (Tabela 3, Estado Limite Último);
γ_a	fator de importância do equipamento ou elemento cujo valor deve ser considerado de acordo com a Tabela 2;
q_a	coeficiente de comportamento do equipamento ou elemento, cujo valor deve ser considerado de acordo com a Tabela 3;

Tabela 3 - Valores do coeficiente de comportamento de equipamentos ou elementos importantes q_a

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 elétricos 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 teto falso (suspensos) e iluminação	2,0

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 direção 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 ação correspondente ao Estado de Limitação de Danos (requisito de limitação de danos), quer ainda para a ação correspondente ao Estado Limite Último (requisito de não ocorrência de colapso). A lista apresentada encontra-se subdividida em equipamentos elétricos, mecânicos, de instalações de águas e esgotos e médicos.

Equipamentos elétricos – quadros elétricos, nomeadamente o QGBT (Quadro Geral de Baixa Tensão), 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, autoanalisadores laboratoriais e suportes de teto 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. Caso os edifícios adjacentes apresentem os pisos nivelados a dimensão da junta poderá ser reduzida por um fator de 0,7 relativamente ao

valor anterior. Os deslocamentos anteriores deverão ser determinados para a ação referente ao Estado Limite Último e deverão ser desfetados 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 ação correspondente ao Estado de Limitação de Danos. Em algumas instalações, consideradas mais importantes, esta comprovação deverá ser feita para a ação correspondente ao Estado Limite Último. Entre estas instalações consideradas mais importantes (cuja comprovação deverá ser realizada para os efeitos da ação correspondente ao Estado Limite Último) referem-se as seguintes:

- **Instalações elétricas** – rede de deteção e alarme de incêndios e rede de deteção e alarme de combustíveis.
- **Instalações mecânicas** – redes de combustíveis, redes de gases medicinais (O_2 , N_2O , ar comprimido respirável - ACR, e CO_2) e de aspiração.
- **Instalações da rede de águas e esgotos** – rede de combate a incêndios.

7. ISOLAMENTO SÍSMICO

Segue-se uma breve descrição complementar do isolamento de base e a indicação de disposições complementares para 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 de isolamento existentes obriga a uma escolha criteriosa de um modelo global de funcionamento. Desta forma, é importante que cada possível sistema de isolamento sísmico a considerar 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 do presente documento os elementos que constituem um sistema de isolamento são divididos em dois grupos: os isoladores e os dispositivos auxiliares.

Os isoladores são elementos com capacidade de suporte para cargas verticais (e de transmissão das mesmas), com elevada rigidez na direção vertical e reduzida rigidez na direção horizontal, permitindo a ocorrência de deslocamentos horizontais significativos sem prejuízo dos atributos anteriores. 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 diretamente com as funções de isolamento, devem ter capacidade para suportar as solicitações máximas de projeto, com margem de segurança adequada.

Os isoladores devem ser dimensionados, produzidos e ensaiados de acordo com a norma NP EN 15129:2018 “*Anti-seismic devices*”, [28].

7.2. DISPOSIÇÕES COMPLEMENTARES PARA ISOLAMENTO SÍSMICO

Apresentam-se de seguida as disposições complementares para isolamento sísmico, que resultaram simplesmente da transformação de regras de aplicação do Eurocódigo 8 em princípios (com caráter obrigatório).

10.4 Critérios de conformidade

10.4(3) passa a 10.4(3)P

10.4(7) passa a 10.4(7)P

10.5.2. Controlo de movimentos indesejáveis

10.5.2(1) passa a 10.5.2(1)P

10.5.2(2) passa a 10.5.2(2)P

10.8 Propriedades do sistema de isolamento

10.8(2) passa a 10.8(2)P

10.8(23) passa a 10.8(3)P

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 prospeção 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, liquefação e adensamento dos solos, devido às ações sísmicas.

Caso as instalações sejam construídas sobre ou perto de taludes naturais ou artificiais, deve-se proceder à verificação da estabilidade desses taludes face às ações sísmicas. Em situações sísmicas, o estado limite dos taludes corresponde à mobilização de deslocamentos permanentes inaceitavelmente elevados até uma profundidade que possa afetar 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 ações 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 suscetíveis 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.

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

Se os estudos indicarem que existe suscetibilidade à liquefação, e se as consequências da ocorrência deste fenómeno puderem afetar 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 suscetíveis de liquefação.

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 liquefação, e ainda às inevitáveis incertezas associadas à posição e à espessura destes estratos.

A suscetibilidade ao adensamento dos solos de fundação e aos assentamentos excessivos que deste fenómeno podem resultar devido às ações 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 suscetibilidade ao adensamento deve ser efetuada por métodos reconhecidos, com recurso, a ensaios laboratoriais ou de campo adequados. Se os estudos mostrarem que existe suscetibilidade a fenómenos de adensamento com efeitos relevantes, devem ser empreendidos tratamentos de melhoria dos solos ou outras medidas destinadas a garantir a segurança e o desempenho adequado.

8.2. ESTUDOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Os estudos de caracterização geotécnica em áreas sísmicas devem obedecer aos critérios gerais estipulados na NP EN 1997-1:2010 [11], para áreas não sísmicas bem como aos critérios específicos da NP EN 1998-1:2010 [12], relativamente às ações 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.

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 impacto 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 ações estáticas e as ações 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 aspetos 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, colapsáveis e expansíveis, e os resíduos ou materiais manufaturados.

Os estudos devem identificar de modo fiável a disposição e as propriedades de todos os terrenos interessados pela estrutura projetada ou afetados 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 rigidez desses terrenos.

8.3. RECONHECIMENTO E PROSPEÇÃO GEOTÉCNICA

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

i) Requisitos gerais

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

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 prospeção 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 prospeção 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 prospeção 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 respetivas 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.

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

O principal parâmetro de rigidez dos solos sob ações 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 adotar de acordo com o definido na NP EN 1998-1 [12].

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 ação sísmica.

A obtenção do perfil das ondas V_s através de métodos geofísicos em furos ou à superfície é obrigatória. 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 interação 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 ações 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 ações sísmicas.

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

84. SISTEMAS DE FUNDAÇÃO

Para além dos requisitos para o projeto 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 substanciais;
- As deformações do terreno provocadas pelas ações sísmicas são compatíveis com os requisitos funcionais da estrutura;
- O sistema de fundação é concebido e dimensionado de modo a limitar os riscos associados a incertezas quanto à resposta sísmica.

Em termos de conceção, devem ser tidos em conta os aspetos seguintes:

- De uma forma geral, devem ser utilizados elementos de fundação de um único tipo, exceto se a estrutura for composta por unidades independentes, para as ações dinâmicas. Em particular, a utilização de fundações diretas 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 conceção da rigidez da fundação no plano horizontal devem ser tidos em conta os efeitos de eventuais deslocamentos horizontais relativos entre elementos verticais.

8.4.1. Fundações por sapatas

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

Na avaliação da capacidade resistente do terreno em situações sísmicas devem ser tidos em consideração diversos aspetos 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. 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 ou pegões é necessário ter em conta os efeitos dinâmicos de interação solo-estrutura.

As estacas ou pegões devem ser dimensionadas para resistir a dois tipos de efeitos das ações sísmicas:

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

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.

As estacas de betão armado deverão dispor de armaduras longitudinais e transversais ao longo de todo o seu comprimento.

9. ELEMENTOS COMPLEMENTARES DE PROJECTO

Os cálculos justificativos referentes ao projeto 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, fatores de participação modal segundo as três direções, 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 efetiva de massa, para qualquer direção, for superior a 90% da massa total da estrutura; se todos os modos com participação efetiva 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 diretamente pelo programa de cálculo automático utilizado. Os requisitos indicados na lista anterior poderão ser omitidos caso a determinação dos efeitos das ações 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 projetista.

10. REFERÊNCIAS

- [1] Despacho Normativo Nº 21/2019, Diário da República n.º 178, 2.ª série, 17 de setembro de 2019, pp. 81-83.
- [2] RSA, “Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes”, Lisboa, Portugal, 1983.
- [3] REBAP, “Regulamento de Betão Armado e Pré-Esforçado”, Lisboa, Portugal, 1983.
- [4] REAE, “Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios”, Lisboa, Portugal, 1986.
- [5] NP EN 1990:2009, “Eurocódigo — Bases para o projeto de estruturas”, CEN/CT 115, IPQ, 2009.
- [6] NP EN 1991 -1 -1:2009, “Eurocódigo 1 — Ações em estruturas — Parte 1-1: Ações gerais — Pesos volúnicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios”, CEN/CT 115, IPQ, 2009.
- [7] NP EN 1992-1-1:2010, “Eurocódigo 2 — Projeto de estruturas de betão — Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, CEN/CT 115, IPQ, 2010.
- [8] NP EN 1993-1-1:2010, “Eurocódigo 3 — Projeto de estruturas de aço — Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, CEN/CT 115, IPQ, 2010.
- [9] NP EN 1993-1-5:2012, “Eurocódigo 3 — Projeto de estruturas de aço — Parte 1-5: Elementos estruturais constituídos por placas”, CEN/CT 115, IPQ, 2012.
- [10] NP EN 1993-1-8:2010, “Eurocódigo 3 — Projeto de estruturas de aço — Parte 1-8: Projeto de ligações”, CEN/CT 115, IPQ, 2010.
- [11] NP EN 1997-1:2010, “Eurocódigo 7 — Projeto geotécnico — Parte 1: Regras gerais”, CEN/CT 115, IPQ, 2010.
- [12] NP EN 1998-1:2010, “Eurocódigo 8 — Projeto de estruturas para resistência aos sismos — Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios”, CEN/CT 115, IPQ, 2010.
- [13] NP EN 1998-5:2010, “Eurocódigo 8 — Projeto de estruturas para resistência aos sismos — Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspetos geotécnicos”, CEN/CT 115, IPQ, 2010.
- [14] NP EN 206-1:2007 – Betão. Parte I: Especificação, desempenho, produção e conformidade.
- [15] Especificação LNEC E449, “Varões de aço A400NR para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação”, Lisboa, 2017.
- [16] Especificação LNEC E450, “Varões de aço A500NR para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação”, Lisboa, 2017.
- [17] Especificação LNEC E452, “Fios de aço para pré-esforço. Características e ensaios”, Lisboa, 2011.
- [18] Especificação LNEC E453, “Cordões de aço pré-esforço. Características e ensaios”, Lisboa, 2011.
- [19] Especificação LNEC E455, “Varões de aço A400NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação”, Lisboa, 2017.
- [20] Especificação LNEC E456, “Varões de aço A500ER para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação”, Lisboa, 2011.
- [21] Especificação LNEC E458, “Redes electrossoldadas para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação”, Lisboa, 2011.
- [22] Especificação LNEC E459, “Varões de aço para pré-esforço. Características e ensaios”, Lisboa, 2012.
- [23] Especificação LNEC E460, “Varões de aço A500NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação”, Lisboa, 2017.
- [24] “Recomendações e Especificações Técnicas para Edifícios Hospitalares, ACSS, Lisboa, 2007.
- [25] Pires, Felicita. “Influência das Paredes de Alvenaria no Comportamento de Estruturas Reticuladas de Betão Armado Sujeitas a Ações Horizontais”. Dissertação para a obtenção do grau de especialista, LNEC, Lisboa, Julho de 1990.
- [26] Fardis M. N., Carvalho E., Elnashai A., Faccioli E., Pinto P., Plumier A. *Designers' guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance : general rules, seismic actions, design rules for buildings, foundations and retaining structures*. London: Thomas Telford, 2005.

[27] Bulletins n. 65/66, Model Code 2010, Fédération Internationale du Béton (fib). Final draft, Volume 1, 2. fib, Lausanne, 2012.

[28] NP EN 15129:2018, “Anti-seismic devices”, CEN/TC 340, IPQ, 2018.

ANEXO 1 - MODELAÇÃO DE PAINÉIS DE PAREDES DE ALVENARIA

Parte 1-1

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).

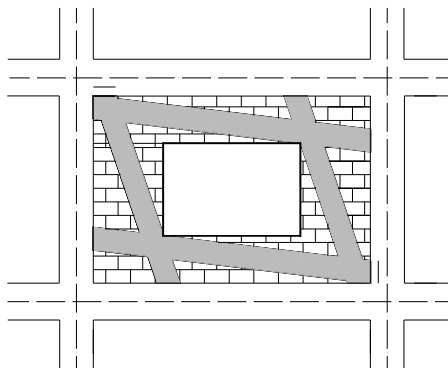


Figura 3 – Sistema de escoras equivalentes adaptado a painel com abertura.

De outra forma, poder-se-á adotar 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 fator de redução R_1 (ver Figura 4):

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

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	fator de redução da largura a , devido à presença de aberturas
R_2	fator de redução da largura a , devido à presença de danos nas paredes

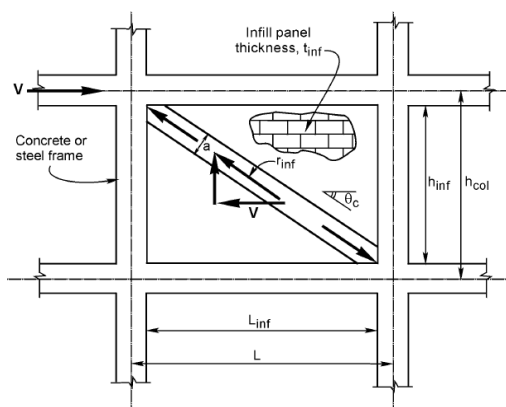


Figura 4 – Escora equivalente utilizada para a modelação de painel de alvenaria com abertura.

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

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

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, conforme se sugere na Figura 5.

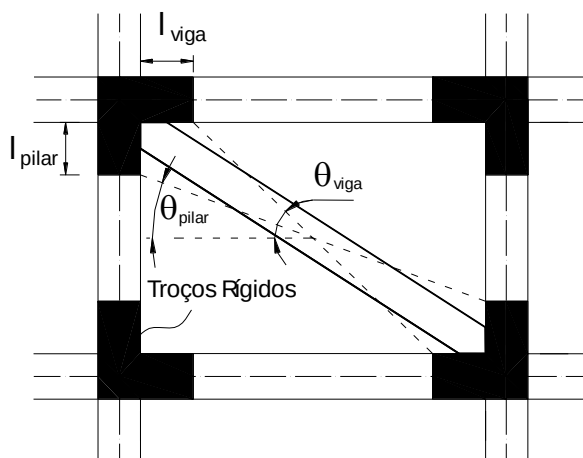


Figura 5 – Localização aconselhada dos troços rígidos.

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

$$l_{pilar} = \frac{a}{2 \times \cos \theta_c} \quad (1-3)$$

$$\operatorname{tg}(\theta_{pilar}) = \frac{h_{inf} - \frac{a}{\cos \theta_c}}{l_{inf}} \quad (1-4)$$

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

$$l_{viga} = \frac{a}{2 \times \sin \theta_c} \quad (1-5)$$

$$\operatorname{tg}(\theta_{viga}) = \frac{h_{inf}}{l_{inf} - \frac{a}{\sin \theta_c}} \quad (1-6)$$

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 ação 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, adotando 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 6 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.

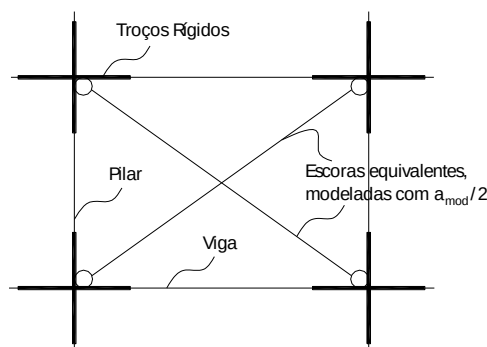


Figura 6 – Modelo de elementos finitos proposto para representação de um quadro de pórtico preenchido com um painel de parede de alvenaria.

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 Figura 7.

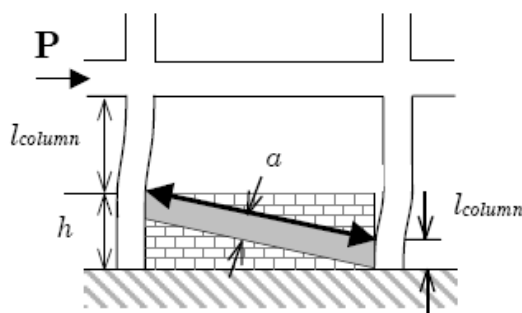


Figura 7 – Escora no caso do painel de parede de alvenaria não preencher totalmente o pórtico

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 dados na Tabela 4.

Tabela 4 - Valores do fator de redução tendo em conta danos no painel de parede de alvenaria

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

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 fator não é definido e é necessário reparar, se não existirem danos então o fator de redução deve ser tomado como 1.

Relativamente a verificações a efetuar 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.

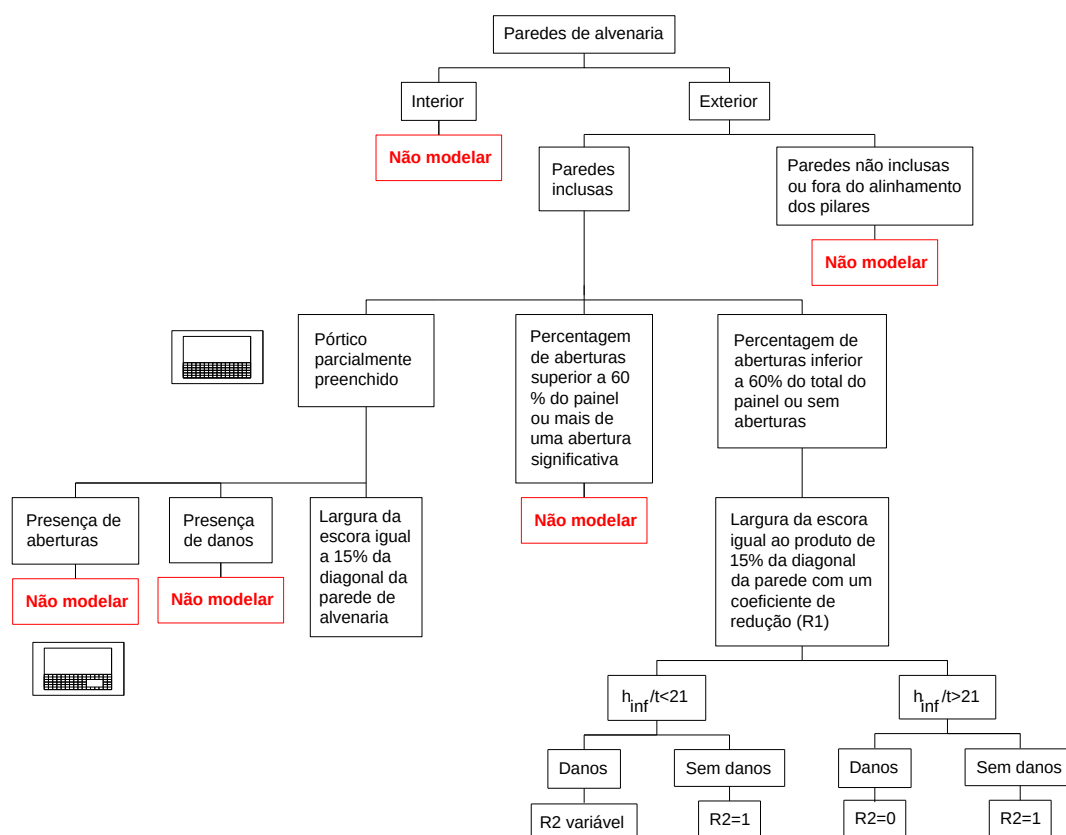


Figura 8 – Esquema referente à modelação de painéis de paredes de alvenaria

Legenda da Figura 8:

- 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.
- R_1 e R_2 determinam-se através da equação (1-2) e, respetivamente.
- h_{inf} é a altura do preenchimento (ver Figura 4) e t a espessura da parede.

Parte 1-2

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 inclusos 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 resistentes) 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 diretamente 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 direção da escora equivalente será usada para determinar a sua resistência de compressão, R_{escora} :

$$R_{escora} = \min \left\{ \begin{array}{l} R_{esmag} \\ H_{corte} / \cos(\theta_c) \end{array} \right\} \quad (1-7)$$

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:

$$\tan(\theta_c) = \frac{h_{inf}}{l_{inf}} \quad (1-8)$$

em que:

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

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:

$$R_{esmag} = a_{mod} \times t \times f_m' \quad (1-9)$$

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 9 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 tração, e a sua contribuição para a resistência de corte poderá ser desprezada.

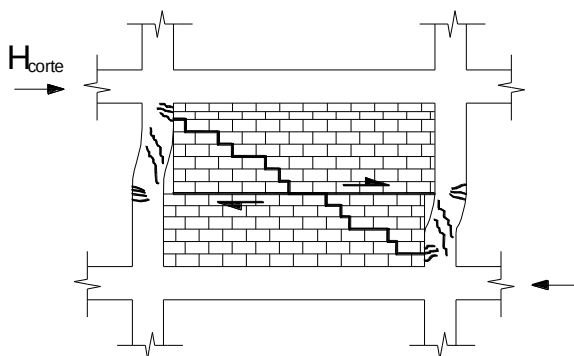


Figura 9 – Ruptura por corte do painel de parede de alvenaria.

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

$$H_{corte} = A_n \times f_v' \times R_1 \quad (1-10)$$

em que:

- A_n é a área efetiva da secção argamassada do painel de enchimento, segundo a sua direção 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 fator de redução devido à presença de aberturas
- H_{corte} é a resistência de corte do painel de parede de alvenaria

Embora as cargas verticais atuantes 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 efetiva 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 ruptura 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 efetuar 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.

Parte 1-3

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 [25].

Tabela 5 - 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).

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

Quando se trate da verificação do efeito dos painéis de parede de alvenarias para o Estado Limite Último (requisito de não ocorrência de 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 [25]):

Tabela 6 - 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).

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

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.

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

ADMINISTRAÇÃO CENTRAL DO SISTEMA DE SAÚDE, IP
Parque de Saúde de Lisboa | Edifício 16, Avenida do Brasil, 53
1700-063 LISBOA | Portugal
Tel. Geral (+) 351 21 792 58 00 Fax (+) 351 21 792 58 48



**REPÚBLICA
PORTUGUESA**

SAÚDE

WWW.ACSS.MIN-SAUDE.PT