

ríodos inferiores a 1 ano, sempre que condicionalismos de ordem económica e social o justifiquem.

Nestes termos:

Manda o Governo da República Portuguesa, pelo Ministro da Agricultura, Comércio e Pescas, o seguinte:

1.º Enquanto durarem as acções de emparcelamento em que esteja empenhado, poderá o Instituto de Gestão e Estruturação Fundiária ceder por prazos até 1 ano a exploração dos terrenos por si adquiridos nos perímetros respectivos e destinados à constituição da reserva de terras prevista na base XIII da Lei n.º 2116, de 14 de Agosto de 1962.

2.º Os contratos celebrados de acordo com o disposto no número anterior renovar-se-ão anualmente, excepto se alguma das partes o denunciar com antecedência mínima de 3 meses relativamente ao seu termo.

3.º Os cultivadores não poderão realizar quaisquer benfeitorias nos prédios que explorem sem expressa autorização do Instituto de Gestão e Estruturação Fundiária.

4.º Em caso de inobservância do disposto no número anterior as benfeitorias realizadas não conferirão ao seu autor direito a qualquer indemnização.

5.º Em tudo o mais os contratos previstos na presente portaria reger-se-ão pelas disposições aplicáveis da Lei n.º 76/77, de 29 de Setembro.

Ministério da Agricultura, Comércio e Pescas.

Assinada em 12 de Maio de 1983.

O Ministro da Agricultura, Comércio e Pescas,
Basílio Adolfo Mendonça Horta da Franca.

MINISTÉRIO DA INDÚSTRIA, ENERGIA E EXPORTAÇÃO

Portaria n.º 637/83
de 31 de Maio

A cobrança plurimensal de energia eléctrica em baixa tensão por alguns distribuidores tem dado origem a legítimas reclamações de consumidores por ela afectados.

Considerando que, tradicionalmente, o nosso país a cobrança dos consumos de energia eléctrica em baixa tensão tem sido feita mensalmente, embora, em certos casos, as leituras de contador possam ser feitas plurimensalmente;

Considerando que o encargo com a energia eléctrica representa actualmente uma parcela significativa no orçamento familiar;

Considerando que a circunstância anterior é susceptível de perturbar a gestão dos gastos familiares;

Considerando, finalmente, que, de um modo geral, os salários auferidos pelos consumidores se processam mensalmente;

Manda o Governo da República Portuguesa, pelo Ministro da Indústria, Energia e Exportação, com base nas disposições do Decreto-Lei n.º 27 289, de 24 de Novembro de 1936, e do Decreto-Lei n.º 28 123, de 30 de Outubro de 1937, o seguinte:

1.º Enquanto não for publicado o diploma que regulará o regime jurídico do serviço público de electricidade a cargo da EDP, a cobrança das facturas rela-

tivas aos fornecimentos de energia eléctrica em baixa tensão por qualquer distribuidor no continente será feita mensalmente.

2.º A presente portaria entrará em vigor 90 dias após a sua publicação no *Diário da República*.

Ministério da Indústria, Energia e Exportação.

Assinada em 23 de Maio de 1983.

Pelo Ministro da Indústria, Energia e Exportação,
João Nuno Boulain de Carvalho Carreira, Secretário de Estado da Energia.

Laboratório Nacional de Engenharia e Tecnologia Industrial

Portaria n.º 638/83
de 31 de Maio

A Portaria 319/83, de 28 de Março, adaptou à estrutura actual do Laboratório Nacional de Engenharia e Tecnologia Industrial a composição do seu conselho geral, estabelecendo simultaneamente normas quanto à eleição dos membros referidos na alínea e) do n.º 1.º daquela portaria.

Estabeleceu-se então a necessidade de ultimar a eleição no prazo de 60 dias.

Tal veio a verificar-se extremamente difícil, dada a necessidade de adaptar as normas eleitorais já publicadas (Despacho n.º 3-A/81, de 2 de Fevereiro) do presidente do LNETI, à nova composição do conselho geral.

Importa pois prorrogar o referido prazo.

Assim:

Manda o Governo da República Portuguesa, pelo Ministro da Indústria, Energia e Exportação, ao abrigo do artigo 11.º do Decreto-Lei n.º 361/79, de 1 de Setembro, prorrogar por 60 dias o prazo previsto no n.º 4.º da Portaria n.º 319/83, de 28 de Março.

Ministério da Indústria, Energia e Exportação.

Assinada em 2 de Maio de 1983.

O Ministro da Indústria, Energia e Exportação,
Ricardo Manuel Simões Bayão Horta.

MINISTÉRIO DA HABITAÇÃO, OBRAS PÚBLICAS E TRANSPORTES

Decreto-Lei n.º 235/83
de 31 de Maio

A necessidade de actualizar a regulamentação portuguesa relativa a estruturas de edifícios e pontes, de modo a nela incorporar os progressos tecnológicos recentes e a harmonizá-la com as modernas tendências internacionais, determinou a elaboração de um diploma que substituisse o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes e constituísse o documento normativo nuclear para a verificação da segurança de tais estruturas, ao qual terão consequentemente de se subordinar os correspondentes regulamentos de dimensionamento e construção.

De acordo com a orientação habitual, foi encarregada desta tarefa a Comissão de Instituição e Revisão dos Regulamentos Técnicos, do Conselho Superior de Obras Públicas e Transportes, a qual foi apoiada em todos os aspectos da sua actividade pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Do mesmo modo, está a ser ultimada a remodelação dos regulamentos relativos a estruturas de betão armado e a estruturas de aço para edifícios, de cuja publicação depende a possibilidade de aplicar o regulamento agora aprovado àqueles tipos de estruturas.

Na mesma linha de modernização da regulamentação portuguesa, foi considerado oportuno revogar diplomas que se encontram tecnicamente desactualizados e que ficariam manifestamente desenquadrados da nova regulamentação. Deste modo se procede, desde já, relativamente às disposições ainda em vigor do Regulamento de Pontes Metálicas, de 1929.

A publicação do presente diploma e a fixação de um prazo diferido para a sua entrada em vigor têm por objectivo divulgar, desde já, o seu conteúdo, facultando aos seus futuros destinatários o indispensável tempo de reflexão e de familiarização com o seu normativo, assaz inovador.

Tem o Governo presente que a integral prossecução dos objectivos visados se não alcançará sem que se proceda à revisão das normas que, num âmbito mais geral, integram o regime de apreciação e aprovação de projectos, designadamente das que dizem respeito à responsabilização e penalização pelo incumprimento das normas gerais e regulamentares em vigor nesta matéria. A actualização deste regime geral é, por isso, considerada tarefa prioritária.

Assim:

O Governo decreta, nos termos da alínea a) do n.º 1 do artigo 201.º da Constituição, o seguinte:

Artigo 1.º É aprovado o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, que faz parte integrante do presente diploma.

Art. 2.º Para as estruturas abrangidas pelo Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios, aprovado pelo Decreto-Lei n.º 46 160, de 19 de Janeiro de 1965, a aplicação do Regulamento aprovado pelo presente diploma fica dependente da remodelação daquele Regulamento.

Art. 3.º — 1 — São revogados o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes, aprovado pelo Decreto-Lei n.º 44 041, de 18 de Novembro de 1961, e a Portaria n.º 713/71, de 23 de Dezembro.

2 — Esta revogação não tem efeitos imediatos relativamente às estruturas referidas no artigo 2.º, devendo as condições da sua aplicação a esses casos ser fixadas no diploma que aprovar a remodelação do correspondente Regulamento.

Art. 4.º Ficam revogados os artigos ainda vigentes do Regulamento de Pontes Metálicas, aprovado pelo Decreto n.º 16 781, de 10 de Abril de 1929, com as rectificações de 10 de Setembro de 1929, as alterações constantes dos Decretos n.º 19 998, de 3 de Julho de 1931, e n.º 22 952, de 7 de Agosto de 1933, e as rectificações de 26 de Setembro de 1933.

Art. 5.º — 1 — Para as estruturas não abrangidas pelo disposto no artigo 2.º, admite-se que, durante o prazo de 2 anos, a contar da data de publicação do presente diploma, possam ser submetidos à aprovação das entidades competentes projectos elaborados de acordo com a legislação revogada pelo n.º 1 do artigo 3.º

2 — O Regulamento aprovado pelo presente diploma entra em vigor seis meses após a data da sua publicação.

Visto e aprovado em Conselho de Ministros de 6 de Janeiro de 1983. — *Francisco José Pereira Pinto Balsemão* — *José Carlos Pinto Soromenho Viana Baptista*.

Promulgado em 22 de Janeiro de 1983.

Publique-se.

O Presidente da República, ANTÓNIO RAMALHO EANES.

Referendado em 25 de Janeiro de 1983.

O Primeiro Ministro, *Francisco José Pereira Pinto Balsemão*.

MEMÓRIA JUSTIFICATIVA

A significativa evolução dos conceitos sobre segurança estrutural verificada nos últimos anos impunha que a regulamentação portuguesa neste domínio, fundamentalmente consignada no Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes, de 1961, fosse revista e actualizada de harmonia com tais progressos.

Com efeito, foi no início da década de 70 que, no seio do Comité Euro-International du Béton (CEB) se radicou a convicção de que não seria possível avançar eficazmente no aperfeiçoamento dos critérios de dimensionamento estrutural sem equacionar em bases mais científicas o problema da segurança. Em consequência, e por iniciativa deste organismo, foi criado em 1971 o Joint-Committee on Structural Safety, para cuja actividade se congregaram as principais associações internacionais ligadas ao domínio em causa. A este agrupamento se deve não só a coordenação dos estudos de base que foi necessário empreender como também, e principalmente, a formulação dos resultados alcançados em termos de regras operacionais directamente aplicáveis na regulamentação. São regras deste tipo as que constam do documento editado em 1978 pelo CEB sob a designação «Règles Unifiées Communes aux Différents Types d'Ouvrages et de Matériaux».

Nestas «regras unificadas» é tratado apenas o problema da segurança das estruturas, independentemente do tipo de tais estruturas e dos materiais que as constituem. A aplicação destas regras às estruturas de betão armado e de betão pré-esforçado já foi feita pelo CEB no «Code Modèle CEB-FIP pour les Structures en Béton» (publicado em 1978); também a Convention Européenne de la Construction Métallique procedeu à aplicação das mesmas regras em «recomendações» já publicadas para o dimensionamento das estruturas metálicas.

Esta orientação — um regulamento geral de segurança complementado por regulamentos específicos correspondentes aos diferentes tipos de estruturas e materiais — foi adoptada na remodelação dos regulamentos nacionais. Deste modo, o presente documento apenas explicita os critérios de verificação da segurança e quantifica as acções a ter em conta no dimensionamento das estruturas.

Da elaboração deste texto regulamentar foi encarregada a Subcomissão do Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes, da Comissão de Instituição e Revisão dos Regulamentos Técnicos, que funciona no Conselho Superior de Obras Públicas e Transportes; como

habitualmente, quer os estudos de base, quer a elaboração de todos os documentos de trabalho, foram confiados ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

O conjunto de inovações que o texto contém, principalmente ao nível dos conceitos, embora traduzidas em regras de aplicação simples, exige da parte do utilizador uma atenção especial até se familiarizar com tais regras. A fim de facilitar a compreensão do articulado, este foi complementado, sempre que tal se julgou útil, por comentários, impressos em tipo diferente, os quais não constituem, contudo, matéria regulamentar.

Seguidamente apresentam-se algumas considerações que, de modo sumário, explicitam os principais aspectos do Regulamento.

1 — Critérios gerais de segurança

A primeira parte do Regulamento trata fundamentalmente dos critérios a adoptar na verificação da segurança, a qual é feita sempre em relação a estados limites e utilizando coeficientes de segurança aplicados a determinados quantilhos das distribuições de probabilidade dos valores das acções e das propriedades dos materiais.

Refira-se, desde já, que a substituição do termo «solicitação» por «acção» se deve à unificação internacional que, também neste particular, se verificou.

Quanto aos estados limites, consoante os prejuízos que podem resultar da sua ocorrência, distinguem-se estados limites últimos e estados limites de utilização, sendo a estes associadas, em geral, determinadas durações (estados limites de muito curta, curta e longa duração). A consideração destes estados limites é em geral suficiente para traduzir as situações de ruína que interessa ter em conta na verificação da segurança das estruturas, seja qual for o seu tipo e o material constituinte.

No que diz respeito às acções, quer a classificação, quer os critérios de quantificação e de combinação, são substancialmente diferentes dos utilizados na anterior regulamentação. Assim, a nova classificação considera acções permanentes, acções variáveis e acções de acidente; as acções são quantificadas por valores característicos (excepto as acções de acidente, que o são por valores nominais) e, no caso das acções variáveis, também por valores reduzidos — valores de combinação e valores raros, frequentes e quase permanentes — obtidos dos correspondentes valores característicos por meio de coeficientes adequados (coeficientes ψ). Quanto às combinações de acções, elas são formuladas tendo em conta a especificidade do estado limite considerado e a probabilidade de actuação simultânea das acções intervenientes, por utilização adequada dos valores das acções anteriormente referidos.

Os coeficientes de segurança relativos às acções são quantificados no presente Regulamento para os diversos estados limites, remetendo-se para os regulamentos dos diferentes tipos de estruturas e de materiais a quantificação dos coeficientes de segurança correspondentes às propriedades dos materiais.

Refira-se ainda que o processo adoptado para a verificação da segurança, embora ainda simplificado relativamente a formulações teoricamente mais potentes, conduz, no entanto, a resultados satisfatórios e constitui um progresso relevante em face da regulamentação anterior.

2 — Quantificação das acções

A segunda parte do Regulamento trata da quantificação das acções, indicando-se para cada uma delas os seus valores característicos e os valores dos coeficientes ψ para obtenção dos correspondentes valores reduzidos. As acções consideradas — pesos próprios, temperatura, vento, neve, sismos e acções específicas de edifícios e de pontes rodoviárias e ferroviárias e de passadiços — são basicamente as que figuravam no Regulamento anterior, havendo no entanto a assinalar que, em relação a algumas delas, se aperfeiçoou consideravelmente o modo de definição e quantificação.

Assim, no que se refere à acção do vento, consideram-se duas leis de variação em altura do perfil de velocidades, em correspondência com duas condições bem diferenciadas da rugosidade do solo. Além disso, com vista à determinação dos efeitos da acção do vento sobre as construções, ampliou-se significativamente o conjunto de dados relativos a coeficientes de forma, que passaram a cobrir a generalidade das situações correntes na prática.

Para a acção da neve apresentam-se também alguns elementos que permitem uma quantificação mais precisa desta acção, tendo em conta as possibilidades de acumulação da neve sobre as coberturas.

As disposições relativas à acção dos sismos mereceram uma atenção muito particular, procurando-se traduzir através delas não só o melhor conhecimento actualmente disponível sobre a distribuição da sismicidade do País — que justifica o novo zonamento sísmico adoptado —, mas também o importante progresso verificado nos últimos anos no domínio da engenharia sísmica. Neste aspecto, além de se continuar a admitir, para a determinação dos efeitos da acção dos sismos sobre as estruturas, o conhecido método dos coeficientes sísmicos (embora com aperfeiçoamentos na delimitação do seu campo de validade e na quantificação dos parâmetros intervenientes), abriu-se a possibilidade da aplicação directa de métodos de análise dinâmica, fornecendo-se para tal os dados necessários.

No que se refere às acções específicas das pontes rodoviárias, a experiência adquirida com a aplicação do anterior Regulamento justifica que se tenham adoptado apenas duas classes para a definição da sobrecarga e se tenham introduzido alguns ajustamentos na quantificação das próprias sobrecargas e nos efeitos a elas inerentes.

Quanto às acções específicas das pontes ferroviárias, houve necessariamente que ter em conta as normas da Union Internationale des Chemins de Fer (UIC), o que permitiu enriquecer de forma sensível o conteúdo do texto regulamentar.

Lisboa, Janeiro de 1982. — A Subcomissão: *Júlio Ferry do Espírito Santo Borges — António Maria Pereira Teixeira Coelho — António Rebelo Franco e Abreu — Armando de Araújo Martins Campos e Matos — Artur Pinto Ravara — Carlos Monteiro de Oliveira Leite — Edgar António de Mesquita Cardoso — † Francisco Jacinto Sarmento Correia de Araújo — Joaquim Augusto Ribeiro Sarmento — Joaquim da Conceição Sampaio — Joaquim Laginha Serafim — João d'Arga e Lima — † João Francisco Lobo Fialho — Jorge Manuel Garcia da Fonseca Perloiro — Luís Arruda Pacheco — Manuel Agostinho Duarte Gaspar — Mário Cirilo Neves Castanheta.*

REGULAMENTO DE SEGURANÇA E ACÇÕES PARA ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS E PONTES

SUMÁRIO

PRIMEIRA PARTE

Critérios gerais de segurança

CAPÍTULO I

Disposições gerais

- Artigo 1.º — Objecto e campo de aplicação.
 Artigo 2.º — Simbologia e unidades.
 Artigo 3.º — Critérios gerais de verificação da segurança.
 Artigo 4.º — Estados limites.
 Artigo 5.º — Classificação das acções.
 Artigo 6.º — Critérios de quantificação das acções.
 Artigo 7.º — Critérios de combinação das acções.

CAPÍTULO II

Verificação da segurança

- Artigo 8.º — Generalidades.
 Artigo 9.º — Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos que não envolvam perda de equilíbrio ou fadiga.
 Artigo 10.º — Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de equilíbrio.
 Artigo 11.º — Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de fadiga.
 Artigo 12.º — Verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização.

SEGUNDA PARTE

Quantificação das acções

CAPÍTULO III

Acções permanentes

- Artigo 13.º — Generalidades.
 Artigo 14.º — Pesos volúmicos dos materiais.
 Artigo 15.º — Pesos de paredes divisórias em edifícios.
 Artigo 16.º — Impulsos de terras e assentamentos de apoios.

CAPÍTULO IV

Ação das variações de temperatura

- Artigo 17.º — Generalidades.
 Artigo 18.º — Variações uniformes de temperatura.
 Artigo 19.º — Variações diferenciais de temperatura.

CAPÍTULO V

Ação do vento

- Artigo 20.º — Zonamento do território.
 Artigo 21.º — Rugosidade aerodinâmica do solo.
 Artigo 22.º — Quantificação da acção do vento.
 Artigo 23.º — Determinação dos efeitos da acção do vento.
 Artigo 24.º — Pressão dinâmica do vento.
 Artigo 25.º — Coeficientes de forma.

CAPÍTULO VI

Ação da neve

- Artigo 26.º — Zonamento do território.
 Artigo 27.º — Quantificação da acção da neve.

CAPÍTULO VII

Ação dos sismos

- Artigo 28.º — Zonamento do território.
 Artigo 29.º — Quantificação da acção dos sismos.
 Artigo 30.º — Determinação dos efeitos da acção dos sismos.
 Artigo 31.º — Coeficientes sísmicos.
 Artigo 32.º — Valores e distribuição das forças estáticas.

CAPÍTULO VIII

Acções específicas de edifícios

- Artigo 33.º — Generalidades.
 Artigo 34.º — Sobrecargas em coberturas.
 Artigo 35.º — Sobrecargas em pavimentos.
 Artigo 36.º — Sobrecargas em varandas.
 Artigo 37.º — Sobrecargas em acessos.
 Artigo 38.º — Efeitos dinâmicos das sobrecargas.
 Artigo 39.º — Acções em guardas e parapeitos.

CAPÍTULO IX

Acções específicas de pontes rodoviárias

- Artigo 40.º — Generalidades.
 Artigo 41.º — Sobrecargas.
 Artigo 42.º — Força centrífuga.
 Artigo 43.º — Força de frenagem.
 Artigo 44.º — Acções em passeios, guardas e guarda-rodas.
 Artigo 45.º — Acção do vento sobre os veículos.

CAPÍTULO X

Acções específicas de passadiços

- Artigo 46.º — Generalidades.
 Artigo 47.º — Sobrecargas.
 Artigo 48.º — Acções em guardas.

CAPÍTULO XI

Acções específicas de pontes ferroviárias

- Artigo 49.º — Generalidades.
 Artigo 50.º — Sobrecargas.
 Artigo 51.º — Coeficiente dinâmico.
 Artigo 52.º — Força centrífuga.
 Artigo 53.º — Força de lacete.
 Artigo 54.º — Forças de arranque e de frenagem.
 Artigo 55.º — Acções em passeios e guardas.
 Artigo 56.º — Acção do vento sobre o material circulante.

CAPÍTULO XII

Outras acções

- Artigo 57.º — Acções dependentes dos materiais constituintes das estruturas.
 Artigo 58.º — Pressões hidrostáticas.
 Artigo 59.º — Acções inerentes ao funcionamento de dispositivos de apoio.

- ANEXO I — Elementos para a quantificação da acção do vento.
 ANEXO II — Elementos para a quantificação da acção da neve.
 ANEXO III — Elementos para a quantificação da acção dos sismos.

PRIMEIRA PARTE

Critérios gerais de segurança

CAPÍTULO I

Disposições gerais

Artigo 1.º — Objecto e campo de aplicação

O presente Regulamento tem por objecto o estabelecimento das regras gerais para a verificação da segurança das estruturas de edifícios e de pontes, e a definição e quantificação das acções a considerar nessa verificação.

Os critérios de verificação de segurança e de quantificação das acções constantes deste Regulamento, embora dirigidos fundamentalmente ao dimensionamento das estruturas de edifícios e de pontes, podem também ser aplicados a outros tipos de construções, quer directamente quer com os ajustamentos convenientes.

Artigo 2.º — Simbologia e unidades

A simbologia adoptada no presente Regulamento e as unidades em que são expressas as diversas grandezas respeitam as directivas internacionalmente estabelecidas neste domínio, devendo tais directivas ser também seguidas nos regulamentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e de materiais.

A simbologia adoptada respeita as regras estabelecidas pela International Organization for Standardization, na Norma Internacional ISO 3898.

Quanto às unidades do sistema SI, seguiu-se a norma portuguesa NP-1069 e o projecto de norma internacional ISO/DP 4357, sendo utilizadas no texto as seguintes:

Forças (concentradas ou distribuídas):

Quilonewton	kN
Quilonewton por metro	kN/m
Quilonewton por metro quadrado	kN/m ²

Pesos volúmicos:

Quilonewton por metro cúbico	kN/m ³
------------------------------------	-------------------

Convém recordar ainda que o quilonewton é equivalente a 102 kgf.

Artigo 3.º — Critérios gerais de verificação da segurança.

A verificação da segurança das estruturas deve ser efectuada em relação a determinados estados limites, comparando com esses estados limites os estados a que a estrutura é conduzida pela actuação das acções a que está sujeita, quantificadas e combinadas de acordo com determinadas regras.

Artigo 4.º — Estados limites

4.1 — Entende-se por estado limite um estado a partir do qual se considera que a estrutura fica prejudicada total ou parcialmente na sua capacidade para desempenhar as funções que lhe são atribuídas.

4.2 — Os estados limites a considerar na verificação da segurança são de dois tipos:

Estados limites últimos: de cuja ocorrência resultam prejuízos muito severos;

Estados limites de utilização: de cuja ocorrência resultam prejuízos pouco severos.

Os estados limites de utilização são definidos tendo em conta uma duração (ou um número de repetições), ou seja, determinado comportamento da estrutura só corresponderá a um estado limite de utilização quando permanecer durante uma certa parcela do período de vida da estrutura.

Para os estados limites últimos, a simples ocorrência de determinado comportamento corresponde a uma situação limite, independentemente portanto da sua duração.

4.3 — Os estados limites de utilização são definidos para diversas durações de referência, em geral de três ordens de grandeza — muito curta, curta e longa — correspondendo a primeira a durações que totalizam apenas poucas horas no período de vida da estrutura, a terceira a durações da ordem de metade deste período e a segunda a durações intermédias daquelas, em geral da ordem de 5% do período de vida da estrutura.

4.4 — A indicação dos estados limites a considerar em cada caso, bem como a sua definição e caracteri-

zação, são objecto dos regulamentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e de materiais.

Como exemplos de estados limites últimos podem referir-se: a rotura, ou deformação excessiva, em secções dos elementos da estrutura (estados limites últimos de resistência, envolvendo ou não fadiga); a instabilidade de elementos da estrutura ou da estrutura no seu conjunto (estado limite de encurvadura); a transformação da estrutura em mecanismo; a perda de equilíbrio de parte ou do conjunto da estrutura, considerada como corpo rígido (estado limite último de equilíbrio). Em todos estes casos, que são os mais correntemente encarados como estados limites últimos, está comprometida a capacidade de suporte da estrutura; note-se porém que, embora não comprometendo tal capacidade, poderá haver outros estados que devem ser considerados como últimos em face dos prejuízos que provocam: seria, por exemplo, o caso de fendilhação em certos depósitos. Em relação a estes estados há portanto que exigir uma probabilidade de ocorrência muito pequena, dada a magnitude dos prejuízos potenciais.

São exemplos de estados limites de utilização a deformação não compatível com as condições de serviço da estrutura, a fendilhação do betão que possa levar à corrosão de armaduras ou que seja esteticamente inaceitável, ou ainda vibrações inconvenientes. Para este tipo de estados limites compreende-se que seja admissível uma probabilidade de ocorrência bastante maior do que para os estados limites últimos. Observe-se ainda que os estados limites de utilização são associados a uma duração (ou a um número de repetições). Assim, por exemplo, uma fendilhação com uma dada largura máxima pode só ter que ser considerada como um estado limite quando permanecer instalada durante um dado intervalo de tempo.

Note-se que os estados limites em relação aos quais há que fazer verificação da segurança dependerão do tipo de material e de estrutura, da natureza da utilização, das condições ambientais, etc. Compreende-se portanto que a definição dos estados limites deva ser objecto dos regulamentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e de materiais, onde estes estados limites serão caracterizados através de parâmetros convenientemente escolhidos.

Observe-se, finalmente, que por período de vida da estrutura se entende um intervalo de tempo de referência em relação ao qual são estabelecidas as condições de segurança e quantificados os valores das acções.

Artigo 5.º — Classificação das acções

5.1 — Para servir de base à sua quantificação e às regras da sua combinação, as acções são classificadas em acções permanentes, acções variáveis e acções de acidente.

5.2 — As acções permanentes são aquelas que assumem valores constantes, ou com pequena variação em torno do seu valor médio, durante toda ou praticamente toda a vida da estrutura.

Consideram-se como acções permanentes os pesos próprios dos elementos estruturais e não estruturais da construção, os pesos dos equipamentos fixos, os impulsos de terras, certos casos de pressões hidrostáticas, os pré-esforços e os efeitos da retracção do betão e dos assentamentos de apoios.

5.3 — As acções variáveis são aquelas que assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio durante a vida da estrutura.

Consideram-se como acções variáveis as sobrecargas (e efeitos dinâmicos delas dependentes, tais como forças de frenagem, de lacete e centrifugas) e as acções do vento, dos sismos, das variações de temperatura, da neve, dos atritos em aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas.

5.4 — As acções de acidente são aquelas que só com muito fraca probabilidade assumem valores significativos durante a vida da estrutura e cuja quantificação apenas pode em geral ser feita por meio de valores nominais estrategicamente escolhidos.

Consideram-se como acções de acidente as que resultam de causas tais como explosões, choques de veículos e incêndios.

Artigo 6.º — Critérios de quantificação das acções

6.1 — As acções são em geral quantificadas por valores característicos e, no caso das acções variáveis, também por valores reduzidos; em alguns casos, utilizam-se ainda valores médios.

6.2 — Os valores característicos das acções, F_k , são definidos do modo seguinte:

- a) Para as acções cuja variabilidade pode ser traduzida através de distribuições de probabilidade, os valores característicos são os correspondentes ao quantilho de 0,95 dessas distribuições (valor característico superior) no caso de acções com efeitos desfavoráveis e os correspondentes ao quantilho de 0,05 (valor característico inferior) no caso de acções com efeitos favoráveis; porém, para as acções cujos quantilhos referidos difiram muito pouco dos valores médios, podem tomar-se para valores característicos os correspondentes valores médios.

No caso das acções cujos valores apresentam variabilidade no tempo, as distribuições a considerar são as dos valores extremos correspondentes a intervalos de tempo de referência da ordem de 50 anos.

No caso das acções cujos valores não apresentam variabilidade no tempo, as distribuições a considerar são as que traduzem a sua variabilidade num conjunto de estruturas análogas;

- b) Para as acções cuja variabilidade não pode ser traduzida por distribuições de probabilidade, os valores característicos são definidos por valores nominais convenientemente escolhidos.

6.3 — Os valores reduzidos das acções variáveis são obtidos a partir dos seus valores característicos multiplicando-os por coeficientes ψ , e destinam-se a quantificar as acções tendo em conta a sua combinação e o estado limite em consideração.

Há em geral que considerar os seguintes valores reduzidos de dada acção, expressos em função do seu valor característico F_k :

- $\psi_0 F_k$ — valor de combinação;
- $\psi_1 F_k$ — valor frequente;
- $\psi_2 F_k$ — valor quase permanente.

Em certos casos haverá ainda que definir outros valores reduzidos — valores raros — através de coeficientes ψ adequados, os quais serão, naturalmente, superiores a ψ_1 .

No presente regulamento são quantificados, para cada acção variável, além dos valores de F_k , os correspondentes valores dos coeficientes ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 .

Para efeitos de dimensionamento, a quantificação de uma acção deve ter em conta a sua variabilidade, as características do estado limite em relação ao qual se faz a verificação da segurança e a possibilidade de actuação simultânea de outras acções.

Para a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos, as acções são quantificadas pelos valores F_k e $\psi_0 F_k$. Os valores $\psi_0 F_k$ destinam-se a ter em conta que, nas combinações de acções, se uma destas actua com o valor característico F_k — ou seja, um valor com pequena probabilidade de ser ultrapassado durante o intervalo de tempo de referência — os valores a considerar para as outras acções devem corresponder a maior probabilidade de serem

excedidos, para que a probabilidade correspondente à actuação simultânea seja ainda significativa. O critério para a definição dos valores $\psi_0 F_k$ é o de considerar valores característicos das distribuições de extremos, referidas estas não ao intervalo de tempo de referência (como para F_k), mas a parcelas deste intervalo, convenientemente escolhidas; os valores $\psi_0 F_k$ serão assim menores e terão maior probabilidade de ser excedidos do que os valores F_k .

Note-se que o intervalo de tempo em relação ao qual se define o valor de ψ_0 , para uma dada acção, depende das acções que com ela combinam; haveria assim que considerar para cada acção diversos valores de ψ_0 dependentes das combinações em que tal acção figure. No presente Regulamento, porém, por simplificação, adopta-se em geral um único valor de ψ_0 . Contudo, no caso das combinações de acções em que a acção sísmica é quantificada pelo seu valor F_k (acção de base da combinação), dado o seu extremamente curto período de actuação, considerou-se conveniente atribuir aos coeficientes ψ_0 das acções acompanhantes valores distintos dos que em geral lhes são atribuídos e que, por simplificação, se identificaram com os valores de ψ_2 ; de igual modo se procedeu em relação às acções que combinam com acções de acidente.

Para a verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização, as acções são em geral quantificadas por $\psi_1 F_k$ e $\psi_2 F_k$. Os valores $\psi_1 F_k$ serão em média atingidos ou excedidos durante períodos relativamente curtos (que em regra não excederão cerca de 5% do intervalo de tempo de referência), enquanto os valores $\psi_2 F_k$ serão em média atingidos ou excedidos durante longos períodos (em regra da ordem de metade do intervalo de tempo de referência). Tratando-se, porém, de estados limites de muito curta duração, haveria ainda que quantificar valores raros das acções que, por simplificação, se tomam em geral iguais aos valores característicos.

Observe-se finalmente que, no caso de acções permanentes, por estas serem constantes no tempo, não há, obviamente, que considerar valores reduzidos.

Artigo 7.º — Critérios de combinação das acções

7.1 — Para a verificação da segurança em relação aos diferentes estados limites devem ser consideradas as combinações das acções cuja actuação simultânea seja verosímil e que produzam na estrutura os efeitos mais desfavoráveis.

Não se considera verosímil a actuação simultânea no mesmo elemento das sobrecargas que sejam fundamentalmente devidas à concentração de pessoas (ou das sobrecargas em coberturas ordinárias) com as acções da neve ou do vento.

7.2 — As acções permanentes devem figurar em todas as combinações e ser tomadas com os seus valores característicos superiores ou inferiores, conforme for mais desfavorável; as acções variáveis apenas devem figurar nas combinações quando os seus efeitos forem desfavoráveis para a estrutura.

7.3 — No caso de verificações da segurança em relação aos estados limites últimos, devem ser considerados dois tipos de combinações de acções:

- Combinações fundamentais: em que intervêm as acções permanentes e acções variáveis;
- Combinações acidentais: em que, além das acções permanentes e das acções variáveis, intervêm acções de acidente.

A formulação destas combinações deve respeitar as regras indicadas nos artigos 9.º e 10.º

7.4 — No caso de verificações da segurança em relação aos estados limites de utilização, as combinações de acções a considerar dependerão da duração do estado limite em causa.

Assim, haverá que ter em conta os seguintes tipos de combinações:

- Combinações raras: correspondentes a estados limites de muito curta duração;

Combinações frequentes: correspondentes a estados limites de curta duração;

Combinações quase permanentes: correspondentes a estados limites de longa duração.

A formulação destas combinações deve respeitar as regras indicadas no artigo 12.º

CAPÍTULO II

Verificação da segurança

Artigo 8.º — Generalidades

8.1 — A verificação da segurança de acordo com os critérios gerais referidos no artigo 3.º pode ser feita:

- Em termos de estados limites, comparando os valores dos parâmetros por meio dos quais são definidos esses estados (extensões, deformações, largura de fendas) com os valores que tais parâmetros assumem devido às acções aplicadas;
- Em termos de acções, comparando os valores das acções aplicadas com os valores das acções do mesmo tipo e configuração que conduzem à ocorrência dos estados limites;
- Em termos de grandezas relacionáveis com as acções e com os parâmetros que definem os estados limites, comparando os valores que tais grandezas assumem quando obtidos a partir das acções com os valores que assumem quando obtidos a partir dos valores dos parâmetros que definem os estados limites; as grandezas escolhidas são, em geral, esforços ou tensões.

8.2 — Os estados limites a considerar e as teorias de comportamento estrutural que permitem relacionar as acções, os esforços, as tensões e os parâmetros por meio dos quais são definidos os estados limites, são estabelecidos nos regulamentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e de materiais.

8.3 — As regras para efectuar a verificação da segurança nos termos anteriormente indicados são definidas nos artigos 9.º a 12.º, tendo em conta os critérios de quantificação e de combinação das acções estabelecidos nos artigos 6.º e 7.º

8.4 — Em casos especiais devidamente justificados, admite-se que a verificação da segurança em relação aos diferentes estados limites seja efectuada por processos diferentes do referido em 8.3, desde que sejam baseados em teorias probabilísticas que conduzam a uma quantificação mais objectiva da segurança; porém, as distribuições a considerar para representar as acções devem respeitar, em todos os casos, os valores característicos que a estas são atribuídos no presente Regulamento.

A verificação da segurança nos moldes indicados em 8.1 implica o emprego de uma teoria de comportamento estrutural que relacione as acções com os parâmetros em termos dos quais são definidos os estados limites; escolhida convenientemente uma das grandezas com que essa teoria opere (que pode ser designada grandeza de comparação), a verificação da segurança consiste em comparar os valores que tal grandeza assume quando calculados a partir dos valores das acções com os que assume quando calculados a partir dos valores dos parâmetros que definem os estados limites.

As grandezas de comparação escolhidas podem ser, segundo as conveniências, as acções ou os parâmetros que definem os estados limites, ou ainda grandezas intermédias, tais como esforços ou tensões. A verificação da segurança pode assim ser feita em termos de acções, de estados limites e de esforços ou de tensões. É, no entanto, usual adoptar como grandezas de comparação os esforços ou tensões no caso de estados limites últimos de resistência; as acções nos casos dos estados limites de equilíbrio e de transformação em mecanismo; e, no caso dos estados limites de utilização, os parâmetros utilizados para a sua definição. Note-se ainda que as teorias de comportamento podem ser complementadas, ou mesmo em certos casos substituídas, por ensaios de modelos ou protótipos, desde que devidamente interpretados.

Relativamente à possibilidade de dimensionamento com base nos critérios referidos em 8.4, deve observar-se que, em face da complexidade de que se reveste o problema, a utilização de tais critérios só se justificará em caso de estruturas de grande valor económico ou social, quer pela importância da própria estrutura, quer pela sua repetitividade.

Convém chamar a atenção para que a verificação da segurança se deve reportar a uma dada situação de exploração da estrutura. No Regulamento só é em geral considerada a situação de exploração normal, a qual diz respeito a uma duração igual ao intervalo de tempo de referência. No entanto, no comentário do artigo 9.º apresentam-se algumas considerações relativas à verificação da segurança em relação aos estados limites últimos em situações transitórias, com pequenas durações em face do intervalo de tempo de referência; estão neste caso, por exemplo, as fases de construção ou de beneficiação da estrutura e as situações que se verificam na sequência de actuação de acções de acidente.

Observe-se, finalmente, que só haverá em geral que considerar as combinações acidentais quando a probabilidade de ocorrência da acção de acidente não for de todo desprezável ou quando não tenham sido adoptadas, ao nível da concepção da estrutura, medidas tendentes a minimizar ou mesmo anular os seus efeitos.

Artigo 9.º — Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos que não envolvam perda de equilíbrio ou fadiga

9.1 — A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos que não envolvam perda de equilíbrio ou fadiga, quando feita em termos de esforços, consiste em respeitar a condição:

$$S_d \leq R_d$$

em que:

- S_d — valor de cálculo do esforço actuante;
 R_d — valor de cálculo do esforço resistente.

Quando, por conveniência ou necessidade, a verificação da segurança for feita em termos de outras grandezas de comparação que não esforços, por exemplo, tensões, a sua formulação será idêntica à indicada neste artigo, substituindo os esforços pela grandeza de comparação escolhida.

9.2 — Os valores de cálculo dos esforços actuantes para a verificação da segurança, no caso de se poder considerar linear a relação entre as acções e os esforços, devem ser obtidos considerando as regras de combinação seguintes:

a) Combinações fundamentais:

Em geral:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{Qjk} \right]$$

No caso de a acção variável de base ser a acção sísmica:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} S_{Qjk}$$

b) Combinações acidentais:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Fa} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} S_{Qjk}$$

em que:

- S_{Gik} — esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;
- S_{Q1k} — esforço resultante da acção variável considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico (S_{Ek} no caso da acção sísmica);
- S_{Qjk} — esforço resultante de uma acção variável distinta da acção de base, tomada com o seu valor característico;
- S_{Fa} — esforço resultante de uma acção de acidente, tomada com o seu valor nominal;
- γ_{gi} — coeficiente de segurança relativo às acções permanentes;
- γ_q — coeficiente de segurança relativo às acções variáveis;
- ψ_{0j}, ψ_{2j} — coeficientes ψ correspondentes à acção variável de ordem j .

9.3 — Os coeficientes de segurança relativos às acções, γ_g e γ_q — designados genericamente coeficientes γ_f — que figuram nas combinações fundamentais, salvo indicação em contrário expressa pelos regulamentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e de materiais, devem ser tomados com os valores a seguir indicados:

- $\gamma_g = 1,5$, no caso de a acção permanente em causa ter efeito desfavorável;
- $\gamma_g = 1,0$, no caso contrário;
- $\gamma_q = 1,5$, para todas as acções variáveis.

9.4 — O valor de cálculo do esforço resistente, que corresponde à ocorrência do estado limite em causa na secção considerada, deve ser obtido de acordo com as regras para o efeito indicadas nos regulamentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e de materiais e, em geral, com base em valores de cálculo das propriedades dos materiais definidos dividindo os valores característicos dessas propriedades por coeficientes de segurança γ_m ; estes coeficientes são também fixados nos regulamentos referidos.

9.5 — Em casos especiais como os que envolvem acções ou comportamento estrutural mal conhecidos, prejuízos particularmente elevados em consequência do colapso da estrutura, ou controle deficiente, quer dos materiais, quer da execução da obra, os coeficientes de segurança γ_f e γ_m , fixados nos referidos regulamentos para os casos correntes, devem ser convenientemente ajustados de forma a manter o necessário grau de segurança.

9.6 — No caso de a relação entre as acções e os esforços não ser linear, e se for necessário ou conveniente considerar tal facto explicitamente, poderá aplicar-se o disposto nos números anteriores, desde que aquela relação seja convenientemente linearizada.

O problema da verificação da segurança só pode ser correctamente resolvido com a necessária generalidade no quadro de uma formulação probabilística completa da segurança estrutural.

No presente Regulamento, respeitando em linhas gerais os conceitos decorrentes deste tipo de análise, admitiu-se, porém, uma solução simplificada que se considera suficientemente satisfatória do ponto de vista dos seus resultados e que é de aplicação prática simples.

Exemplificando as regras enunciadas, admita-se que numa estrutura com uma das utilizações previstas em 35.1.1, c), actuam as seguintes acções:

- Acções permanentes: peso próprio, G ;
- Acções variáveis: sobrecarga, Q ; vento, W ; sismo, E ;
- Acções de acidente: F_a .

Admitindo que todas as acções têm efeito desfavorável, a determinação dos esforços de cálculo S_d far-se-á atendendo às seguintes expressões, resultantes da aplicação directa da formulação expressa no artigo e dos valores de ψ que, para as acções em causa, são indicados na parte do Regulamento relativa à quantificação das acções, valores estes que são os seguintes: $\psi_{0Q} = 0,7$; $\psi_{2Q} = 0,4$; $\psi_{0W} = 0,6$; $\psi_{0E} = \psi_{2E} = \psi_{2W} = 0$.

a) Combinações fundamentais:

Acção de base: sobrecarga:

$$S_d = 1,5 S_{Gk} + 1,5 (S_{Qk} + 0,6 S_{Wk})$$

Acção de base: vento:

$$S_d = 1,5 S_{Gk} + 1,5 (S_{Wk} + 0,7 S_{Qk})$$

Acção de base: sismo:

$$S_d = S_{Gk} + 1,5 S_{Ek} + 0,4 S_{Qk}$$

b) Combinações acidentais:

$$S_d = S_{Gk} + S_{Fa} + 0,4 S_{Qk}$$

Sobre estas expressões há ainda que formular as observações seguintes.

Na hipótese, admitida, de todas as acções consideradas serem desfavoráveis, os esforços são determinados para os valores característicos superiores das acções; no caso de haver acções que numa combinação tenham efeito favorável deve proceder-se do seguinte modo: para as acções permanentes, tomam-se os seus valores característicos inferiores e os correspondentes valores de γ_R devem ser 1,0 em vez de 1,5; para as acções variáveis, os seus efeitos não devem figurar na combinação.

Acrescente-se ainda que, no caso de acções permanentes com efeitos favoráveis, se houver dúvidas quanto à sua efectiva actuação (por exemplo, certos casos de retracção ou de impulsos de terras) deverá, do lado da segurança, considerar-se que não actuam.

Convém chamar a atenção para que a verificação da segurança de que se tem vindo a tratar no artigo se refere a situações de exploração normal da estrutura, que são, em geral, as condicionantes do dimensionamento. Haverá, porém, certos casos em que importará considerar situações transitórias, para as quais, dado que têm durações substancialmente inferiores ao intervalo de referência, haveria em princípio razão para fazer reflectir esse facto na quantificação das acções; atendendo, porém, à extrema variedade de casos que se podem apresentar, o problema não é objectivamente tratado no presente Regulamento.

No entanto, a título de informação, apresenta-se a expressão recomendada pelo Comité Euro-Internacional du Bêton (CEB) para determinação do valor de cálculo do esforço actuante no caso de situações transitórias que se verificam após a actuação de acções de acidente:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{G,ik} + \psi_{11} S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} S_{Qjk}$$

No caso referido pretende-se apenas garantir a segurança suficiente durante o período que medeia entre a actuação da acção de acidente e a reparação da estrutura, que possibilitará a sua reposição numa situação de exploração normal.

Chama-se finalmente a atenção para que a condição expressa em 9.1, naqueles casos em que não estão em consideração esforços simples, mas sim associações de esforços, deve ser encarada de forma simbólica, pois não se trata então de verificar uma simples desigualdade. Assim, por exemplo, na flexão composta haverá que considerar o esforço normal N e o momento flector associado M ; os esforços resistentes de cálculo serão neste caso dados por uma função $R_d = \varphi_{Rd}(M, N)$. É no domínio do espaço (M, N) limitado por esta função que devem situar-se os pontos representativos dos esforços actuantes de cálculo para que a segurança seja satisfeita.

Artigo 10.º — Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de equilíbrio

A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de equilíbrio deve ser efectuada comparando o valor que toma, devido às acções estabilizantes, a grandeza (força, momento) em que é expresso o equilíbrio em consideração (deslizamento, derrubamento), com o valor que a mesma grandeza toma devido às acções não estabilizantes.

Considera-se que a segurança fica satisfeita quando o valor de cálculo da grandeza de referência relativo às acções estabilizantes for superior ao valor de cálculo da mesma grandeza relativo às acções não estabilizantes. A determinação destes valores de cálculo deve ser efectuada considerando as regras de combinação indicadas em 9.2 e coeficientes de segurança γ_f convenientemente justificados tendo em atenção o estipulado em 9.3 e 9.5.

Artigo 11.º — Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de fadiga

A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de fadiga deve ser feita de acordo com os critérios para o efeito definidos nos regulamentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e de materiais.

Dada a natureza especial do problema da fadiga, esta verificação é remetida para os regulamentos referidos, onde são abordadas as questões ligadas à quantificação e combinação das acções, para além das relacionadas com a determinação das capacidades resistentes e com os próprios critérios de segurança.

Artigo 12.º — Verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização

A verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização deve ser efectuada, em geral, em termos dos parâmetros que definem esses estados limites e adoptando, salvo indicação em contrário dos regulamentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e de materiais, valores unitários para os coeficientes de segurança respeitantes às acções (γ_f) e às propriedades dos materiais (γ_m).

A condição de segurança exprime-se verificando que os valores dos parâmetros que definem os estados limites são iguais ou superiores aos obtidos a partir das acções combinadas como se indica seguidamente:

- a) Estados limites de muito curta duração — combinações raras:

Em cada combinação intervêm as acções permanentes quantificadas pelos seus valores médios (G_m), a acção variável considerada como acção de base da combinação quantificada pelo seu valor raro (identificado em geral com o valor característico Q_k) e as restantes acções variáveis quantificadas pelos seus valores frequentes ($\psi_1 Q_k$).

- b) Estados limites de curta duração — combinações frequentes:

Em cada combinação intervêm as acções permanentes quantificadas pelos seus

valores médios (G_m), a acção variável considerada como acção de base da combinação quantificada pelo seu valor frequente ($\psi_1 Q_k$) e as restantes acções variáveis quantificadas pelos seus valores quase permanentes ($\psi_2 Q_k$).

- c) Estados limites de longa duração — combinações quase permanentes:

Em cada combinação intervêm as acções permanentes quantificadas pelos seus valores médios (G_m) e as acções variáveis quantificadas pelos seus valores quase permanentes ($\psi_2 Q_k$).

Observe-se que o valor médio de uma acção permanente pode, nos casos correntes, ser substituído pelo seu valor característico.

SEGUNDA PARTE**Quantificação das acções****CAPÍTULO III****Acções permanentes****Artigo 13.º — Generalidades**

Os valores característicos e os valores médios das acções permanentes a considerar na verificação da segurança das estruturas devem, em cada caso, ser convenientemente justificados.

Nos casos correntes, e desde que as acções apresentem pequena variabilidade, os valores característicos podem ser identificados com os respectivos valores médios.

Artigo 14.º — Pesos volúmicos dos materiais

Os pesos próprios dos elementos de construção devem ser obtidos a partir dos valores que os pesos volúmicos dos materiais que os constituem apresentam nas condições reais de utilização.

Para o aço e para o betão de inertes correntes podem adoptar-se os seguintes valores de pesos volúmicos:

Aço	77 kN/m ³
Betão simples	24 kN/m ³
Betão armado e pré-esforçado	25 kN/m ³

Na determinação dos valores dos pesos próprios dos elementos de construção deverá ter-se em conta, naturalmente, não só a variabilidade dos pesos volúmicos dos materiais mas também a variabilidade das dimensões dos elementos.

Nos casos correntes de estruturas de aço e de betão, a determinação do peso próprio a partir dos pesos volúmicos indicados e das dimensões nominais dos elementos conduz a valores médios que podem ser identificados com os correspondentes valores característicos.

Os pesos de outros materiais ou elementos de construção devem ser criteriosamente estabelecidos com base em bibliografia especializada.

Observe-se também que no caso de betões em que se utilizem como inertes o basalto ou certos granitos é conveniente considerar pesos volúmicos superiores aos indicados.

Artigo 15.º — Pesos de paredes divisórias em edifícios

Em edifícios cujos pavimentos possuam constituição que garanta uma distribuição eficaz das cargas, o peso das paredes divisórias poderá assimilar-se a uma carga permanente uniformemente distribuída em todo o pavimento, com valores característicos por metro quadrado obtidos pelas percentagens seguintes do peso de uma faixa de parede com o comprimento de 1 m e com altura igual à altura da parede:

Pavimentos considerados na alínea a) de 35.1.1	40 %
Pavimentos considerados nas alíneas b) e c) de 35.1.1	30 %

O processo simplificado referido no artigo pressupõe que os pavimentos possuem suficiente capacidade de distribuição de cargas, o que é o caso, por exemplo, das lajes maciças ou lajes aligeiradas nervuradas em duas direcções.

Artigo 16.º — Impulsos de terras e cedências de apoios

Os valores característicos da acção dos impulsos de terras e da acção das cedências de apoios devem ser devidamente quantificados atendendo aos diversos parâmetros intervenientes.

As acções em causa apresentam variações em torno do seu valor médio que não podem, em geral, ser desprezadas, pelo que haverá em tais casos que considerar estas acções definidas pelos seus valores característicos superiores ou inferiores.

CAPÍTULO IV**Acção das variações de temperatura****Artigo 17.º — Generalidades**

Para representar a acção das variações da temperatura ambiente sobre as estruturas, considerar-se-ão, actuando nestas, dois tipos de variações de temperatura: uniformes e diferenciais.

As variações uniformes correspondem às variações anuais da temperatura ambiente que, por se processarem com lentidão, conduzem sucessivamente a estados térmicos que se podem supor uniformes em todos os elementos da estrutura. As variações diferenciais correspondem, por sua vez, às variações rápidas da temperatura ambiente, características da evolução diária, que originam gradientes térmicos na estrutura.

Note-se que, em muitos casos, não é necessário considerar a acção das variações uniformes de temperatura desde que se adoptem disposições construtivas adequadas, tais como juntas de dilatação convenientemente dispostas, que tornem desprezáveis os esforços resultantes daquela acção. Em tais circunstâncias há, no entanto, que estudar cuidadosamente os pormenores construtivos necessários para garantir a livre dilatação das estruturas.

No que se refere às variações diferenciais de temperatura, a sua consideração só é em geral necessária para certos tipos de estruturas que, devido à natureza dos materiais constituintes, às dimensões dos elementos e às condições de exposição, sejam particularmente sensíveis a este tipo de acção.

Chama-se ainda a atenção para a possibilidade da ocorrência de variações de temperatura de origem diferente da climática, de que resultem também esforços significativos nas estruturas: é o caso, por exemplo, de chaminés e de outros elementos de certos edifícios industriais. A quantificação destas acções deverá ser convenientemente estabelecida em cada caso.

Artigo 18.º — Variações uniformes de temperatura

18.1 — Os valores característicos das variações uniformes de temperatura em relação à temperatura média anual do local, salvo indicação em contrário expressa pelos regulamentos relativos aos diferentes tipos de estrutura e de materiais, são os a seguir indicados:

Estruturas metálicas não protegidas	{	+ 35°C
		- 25°C
Estruturas metálicas protegidas		± 10°C
Estruturas de betão armado e pré-esforçado não protegidas constituídas por elementos de pequena espessura		± 15°C
Estruturas de betão armado pré-esforçado protegidas ou constituídas por elementos de grande espessura, e estruturas de alvenaria ...		± 10°C
Estruturas de madeira		± 10°C

Consideram-se como «estruturas protegidas» aquelas em que exista um bom isolamento térmico dos seus elementos, e consideram-se «elementos de grande espessura» aqueles cuja menor dimensão é, pelo menos, 70 cm.

Se, na fase de construção em que se proceder à ligação dos elementos da estrutura, a temperatura diferir significativamente da temperatura média anual do local, haverá que tomar tal facto em consideração.

18.2 — Os valores reduzidos das variações uniformes de temperatura relativamente à temperatura média anual do local deverão ser obtidos através dos seguintes coeficientes: $\psi_0 = 0,6$; $\psi_1 = 0,5$; $\psi_2 = 0,3$.

Artigo 19.º — Variações diferenciais de temperatura

Os valores das variações diferenciais de temperatura serão computados, em cada caso, de acordo com as condições climáticas locais e as características térmicas da estrutura.

CAPÍTULO V**Acção do vento****Artigo 20.º — Zonamento do território**

Para efeitos da quantificação da acção do vento, considera-se o País dividido nas duas zonas seguintes:

Zona A — a generalidade do território, excepto as regiões pertencentes à zona B;

Zona B — os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m.

No caso, porém, de locais situados na zona A cujas condições de orografia determinem exposição ao vento particularmente desfavorável, como pode acontecer em alguns vales e estuários, tais locais devem ser considerados como pertencentes à zona B.

O critério em que se baseou o parcelamento do território em dois tipos de zonas fundamenta-se na análise dos registos meteo-

rológicos existentes, que permitiu atribuir àquelas zonas, para a mesma probabilidade de ocorrência, intensidades do vento suficientemente diferenciadas.

Artigo 21.º — Rugosidade aerodinâmica do solo

Para ter em conta a variação da acção do vento com a altura acima do solo consideram-se dois tipos de rugosidade aerodinâmica do solo:

Rugosidade do tipo I — rugosidade a atribuir aos locais situados no interior de zonas urbanas em que predominem edifícios de médio e grande porte;

Rugosidade do tipo II — rugosidade a atribuir aos restantes locais, nomeadamente zonas rurais e periferia de zonas urbanas.

A variação da velocidade do vento com a altura depende fortemente da rugosidade aerodinâmica do solo, relacionada com as dimensões e a distribuição dos obstáculos nele existentes e que afectam o escoamento do ar na sua vizinhança.

A consideração de apenas dois tipos de rugosidade do solo é um pouco esquemática, mas resulta da dificuldade de caracterizar objectivamente a multiplicidade das situações que podem ocorrer.

Note-se que a atribuição de um tipo de rugosidade ao solo em que se localiza uma construção poderá depender da direcção do vento. Assim, por exemplo, uma construção situada na periferia duma zona urbana pode, para vento actuando do lado daquela zona, ser considerada como implantada em solo com rugosidade do tipo I.

Artigo 22.º — Quantificação da acção do vento

22.1 — A acção do vento resulta da interacção entre o ar em movimento e as construções, exercendo-se sob a forma de pressões aplicadas nas suas superfícies.

No anexo 1 apresentam-se elementos para a determinação desta acção. Em particular, são definidos os valores característicos e reduzidos da velocidade média do vento em função da altura acima do solo, e são dadas indicações que permitem, por recurso a bibliografia especializada, considerar as características de turbulência do vento.

22.2 — O vento pode em geral ser considerado como actuando na horizontal, devendo admitir-se que pode ter qualquer rumo.

22.3 — No caso de estruturas identicamente solicitadas pelo vento qualquer que seja o rumo deste (como, por exemplo, estruturas com simetria de revolução ou estruturas cuja resistência nas diversas direcções seja proporcionada às acções do vento que nessas direcções se exercem), os valores característicos da velocidade do vento a considerar devem ser obtidos multiplicando por $\sqrt{1,3}$ os valores característicos definidos no anexo 1.

Artigo 23.º — Determinação dos efeitos da acção do vento

23.1 — A determinação dos efeitos da acção do vento nas estruturas pode ser efectuada por métodos analíticos ou experimentais, tendo em conta a quantificação apresentada no artigo anterior e as características aerodinâmicas das estruturas.

23.2 — Nos casos correntes, a determinação dos esforços devidos ao vento pode também ser efectuada, de forma simplificada, supondo aplicadas às superfícies da construção pressões estáticas obtidas multiplicando a pressão dinâmica do vento, definida no artigo 24.º, por adequados coeficientes aerodinâmicos — coeficientes de forma — definidos como é indicado no artigo 25.º

Para determinação dos efeitos do vento nas estruturas, a partir da quantificação desta acção nos termos em que é dada no artigo 22.º, é necessário considerar as características geométricas e dinâmicas da estrutura e ainda a interacção do escoamento do ar com a construção, o que implica o emprego de meios de análise relativamente complexos.

Para alguns tipos de estruturas é porém possível formular processos simplificados de análise que permitem determinar, com aproximação suficiente, certos efeitos da acção do vento. É o caso do processo apresentado neste artigo para a determinação de esforços, em que se recorre a uma definição estática da acção do vento sobre a construção. Deve notar-se, no entanto, que este processo simplificado não conduz a resultados satisfatórios para estruturas com frequências próprias de vibração muito baixas (inferiores a cerca de 0,5 Hz) ou que sejam susceptíveis de instabilidade aerodinâmica ou de vibrações significativas em direcção transversal à da actuação do vento.

Note-se ainda que a majoração dos valores característicos indicada em 22.3 se reflecte obviamente sobre os correspondentes valores reduzidos.

Artigo 24.º — Pressão dinâmica do vento

24.1 — Os valores característicos da pressão dinâmica do vento, w_k , são indicados na figura 1 para a zona A, em função da altura, h , acima do solo e do tipo de rugosidade deste. Para a zona B, os valores característicos da pressão dinâmica a considerar devem ser obtidos multiplicando por 1,2 os valores indicados para a zona A.

A altura acima do solo, no caso de construções situadas em terrenos inclinados, deve ser considerada de acordo com o indicado no anexo 1.

24.2 — Para os tipos de estruturas referidos em 22.3, e por força da majoração aí especificada, os valores característicos da pressão dinâmica do vento devem ser obtidos multiplicando por 1,3 os valores indicados em 24.1.

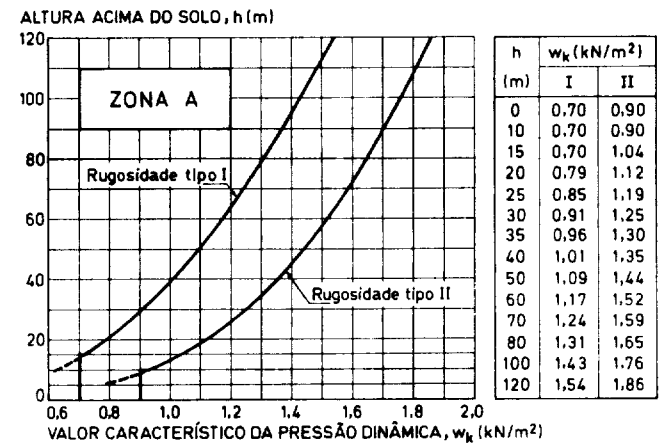


Fig. 1

24.3 — Os valores reduzidos da pressão dinâmica do vento deverão ser obtidos através dos seguintes coeficientes: $\psi_0 = 0,4$; $\psi_1 = 0,2$; $\psi_2 = 0$. No caso de edifícios

com utilização dos tipos referidos em 35.1.2 e 35.1.3 e em que a sobrecarga seja a acção de base da combinação, deve tomar-se $\psi_0 = 0,6$.

Os valores da pressão dinâmica do vento, w , estão relacionados com os valores da velocidade, v , pela expressão:

$$w = 0,613 v^2$$

em que a velocidade é expressa em metros por segundo e a pressão é expressa em newtons por metro quadrado.

Os valores característicos da pressão dinâmica estipulados em 24.1 para a zona A foram obtidos a partir dos valores característicos da velocidade de rajada do vento, definidos em função da altura acima do solo, h , pelas expressões:

$$\text{Solos com rugosidade do tipo I} \dots \dots v = 18 \left(\frac{h}{10} \right)^{0,28} + 14$$

$$\text{Solos com rugosidade do tipo II} \dots \dots v = 25 \left(\frac{h}{10} \right)^{0,20} + 14$$

em que a altura, h , é expressa em metros e a velocidade, v , é expressa em metros por segundo.

Nestas expressões, a primeira parcela corresponde à velocidade média do vento (ver anexo I) e a segunda parcela tem em conta as flutuações da velocidade resultantes da turbulência do escoamento.

No que se refere à zona B, os valores característicos da pressão dinâmica estipulados no artigo foram obtidos de modo idêntico ao anteriormente descrito para a zona A, aumentando em cerca de 10 % os valores característicos da velocidade de rajada.

Note-se que tanto para a zona A como para a zona B, para alturas acima do solo inferiores a 15 m no caso de terrenos com rugosidade do tipo I, e inferiores a 10 m no caso de terrenos com rugosidade do tipo II, se consideram constantes os valores das pressões dinâmicas. A razão deste procedimento deve-se à imprecisão da definição das velocidades do vento na vizinhança imediata do solo, ou seja, até alturas da ordem de grandeza das alturas médias dos obstáculos que caracterizam a macrorrugosidade do terreno.

Artigo 25.º — Coeficientes de forma

25.1 — Os coeficientes de forma a utilizar para a determinação da acção do vento são apresentados no anexo I para os casos mais correntes da prática. Nos casos ali não considerados, os coeficientes de forma a adoptar devem ser convenientemente justificados.

25.2 — Quando forem consideradas simultaneamente a acção da neve e a acção do vento, poderá admitir-se, por simplificação, que a presença da neve não altera as características aerodinâmicas da construção traduzidas pelos coeficientes de forma anteriormente referidos.

Para o estabelecimento de coeficientes de forma relativos a casos não tratados no anexo I poder-se-ão utilizar resultados experimentais fidedignos ou elementos colhidos em bibliografia idónea. No caso de construções muito importantes e de forma não usual recomenda-se a utilização de resultados obtidos directamente por ensaios em túnel aerodinâmico.

CAPÍTULO VI

Acção da neve

Artigo 26.º — Zonamento do território

A acção da neve deve ser tida em conta nos locais com altitude igual ou superior a 200 m situados nos distritos de Viana do Castelo, Braga, Vila Real, Bragança, Porto, Aveiro, Viseu, Guarda, Coimbra, Leiria, Castelo Branco e Portalegre.

Nos restantes locais do continente e nos arquipélagos dos Açores e da Madeira não há que considerar a acção da neve.

Em algumas zonas elevadas da ilha da Madeira, embora não haja que considerar a acção da neve, pode justificar-se a consideração de uma sobrecarga devida à acumulação de granizo.

Artigo 27.º — Quantificação da acção da neve

27.1 — A acção da neve pode, em geral, ser considerada como uma carga distribuída cujo valor característico, por metro quadrado em plano horizontal, s_k , é dado pela expressão:

$$s_k = \mu s_{ok}$$

em que s_{ok} representa o valor característico, por metro quadrado, da carga da neve ao nível do solo e μ é um coeficiente que depende da forma da superfície sobre a qual se deposita a neve.

O valor s_{ok} , expresso em quilonewtons por metro quadrado em plano horizontal, é dado por:

$$s_{ok} = \frac{1}{400} (h - 50)$$

em que h é a altitude do local expressa em metros, arredondada às centenas.

Os valores do coeficiente μ são apresentados no anexo II para os casos mais correntes da prática; nas situações ali não consideradas, os coeficientes a adoptar devem ser convenientemente justificados.

27.2 — Os valores reduzidos da acção da neve deverão ser obtidos através dos seguintes coeficientes: $\psi_0 = 0,6$; $\psi_1 = 0,3$; $\psi_2 = 0$.

CAPÍTULO VII

Acção dos sismos

Artigo 28.º — Zonamento do território

Para efeitos da quantificação da acção dos sismos considera-se o País dividido em quatro zonas, que, por ordem decrescente de sismicidade, são designadas por A, B, C e D.

A delimitação destas zonas para o continente é feita no anexo III; as ilhas do arquipélago dos Açores são incluídas na zona A, com excepção das ilhas das Flores e do Corvo que, juntamente com as do arquipélago da Madeira, são incluídas na zona D.

O zonamento adoptado foi estabelecido a partir de estudos de sismicidade recentemente efectuados. Para facilitar as aplicações, fez-se coincidir os limites das zonas com limites de concelhos.

Artigo 29.º — Quantificação da acção dos sismos

29.1 — A acção dos sismos resulta de um conjunto de vibrações do solo que são transmitidas às estruturas durante a ocorrência de um sismo.

29.2 — Os valores característicos da acção dos sismos são quantificados no anexo III, em função da sismicidade da zona em que se situa a construção e da natureza do terreno do local em que é implantada.

A influência da sismicidade é traduzida por um coeficiente de sismicidade, α , cujos valores são indicados no quadro I.

Quadro I
Valores do coeficiente de sismicidade, α

Zona sísmica	α
A	1,0
B	0,7
C	0,5
D	0,3

Quanto à natureza do terreno, são considerados os seguintes tipos:

- Tipo I — rochas e solos coerentes rijos;
- Tipo II — solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos;
- Tipo III — solos coerentes moles e muito moles; solos incoerentes soltos.

29.3 — Os valores reduzidos da acção dos sismos são nulos (incluindo o valor raro).

29.4 — Em geral, apenas é necessário considerar direcções de actuação da acção dos sismos no plano horizontal; a consideração na direcção vertical somente se impõe para estruturas que sejam especialmente sensíveis a vibrações nesta direcção.

Na quantificação da acção dos sismos apenas são tidas em conta as acções vibratórias transmitidas pelo terreno à estrutura. Os sismos podem, no entanto, provocar nos terrenos alterações estruturais (roturas, liquefacção de camadas arenosas, movimentos entre bordos de falhas activas) de que resultem deslocamentos importantes, com graves consequências para as construções. Por outro lado, disposições peculiares da estrutura dos terrenos, nomeadamente a existência de camadas horizontais de grande extensão, podem provocar amplificações selectivas da intensidade das vibrações sísmicas em determinadas bandas de frequência; situações deste tipo não foram também tidas em conta na quantificação da acção dos sismos. No que se refere ao disposto em 29.4, como exemplo de casos em que deverá considerar-se a acção sísmica na direcção vertical, podem referir-se as estruturas com modos de vibração caracterizados por frequências próprias inferiores a cerca de 10 Hz, a que correspondam configurações com deslocamentos significativos na direcção vertical.

Artigo 30.º — Determinação dos efeitos da acção dos sismos

30.1 — A determinação dos efeitos da acção dos sismos deve ser efectuada por métodos de análise dinâmica, de acordo com o indicado em 30.2 e 30.3, podendo, no entanto, utilizar-se também os processos simplificados de análise estática apresentados em 30.4 e 30.5.

30.2 — Os métodos de análise dinâmica para a determinação dos efeitos da acção dos sismos devem ter em conta a quantificação das vibrações sísmicas apresentada no artigo 29.º e considerar as massas correspondentes ao valor médio das cargas permanentes e ao valor quase permanente das cargas variáveis que actuam na estrutura; as características de rigidez e amortecimento a adoptar devem corresponder a valores médios das propriedades dos materiais. Os efeitos da interacção solo-estrutura, bem como os efeitos hi-

drodinâmicos no caso de estruturas total ou parcialmente imersas, devem ser adequadamente considerados.

Em qualquer caso, o quociente δ entre o menor dos valores máximos das componentes horizontais da reacção global da estrutura sobre a fundação nas diversas direcções e o valor das cargas correspondentes às massas consideradas não deve ser inferior a $0,04 \alpha$. Se o valor do quociente δ for inferior ao limite indicado, os resultados obtidos pela análise dinâmica deverão ser multiplicados por $0,04 \alpha/\delta$; no caso de o quociente δ ser superior a $0,16 \alpha$ e a estrutura apresentar uma certa ductilidade, os resultados daquela análise poderão ser divididos por $\delta/0,16 \alpha$.

30.3 — Na aplicação dos métodos de análise dinâmica pode admitir-se que as estruturas têm comportamento linear e corrigir os resultados assim obtidos, dividindo-os por coeficientes de comportamento que dependem do tipo de estrutura e das suas características de ductilidade.

No caso de estruturas cujos elementos estejam dispostos em malha ortogonal, poderá ainda considerar-se que a acção sísmica actua separadamente segundo as direcções em que a estrutura se desenvolve, devendo-se então proceder a uma análise complementar para ter em conta os efeitos da torção.

A quantificação dos coeficientes de comportamento é feita nos regulamentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e de materiais.

30.4 — No caso de edifícios e pontes que satisfaçam às condições adiante indicadas (que serão designados por edifícios e pontes correntes), a determinação dos efeitos da acção dos sismos pode ser efectuada, de modo simplificado, supondo aplicadas à estrutura forças estáticas actuando separadamente segundo as direcções em que a estrutura se desenvolve e cujos valores e distribuição são estabelecidos no artigo 32.º com base em coeficientes sísmicos definidos no artigo 31.º Os efeitos devem ser determinados admitindo comportamento linear da estrutura.

As condições a que devem satisfazer os edifícios são as seguintes:

- Não apresentarem, em planta, distribuições desproporcionadas entre a massa e a rigidez;
- Não apresentarem, no seu desenvolvimento em altura, grandes variações de massa ou de rigidez;
- Terem uma estrutura em malha ortogonal e não demasiado deformável;
- Terem os pisos constituídos de forma que possam considerar-se como diafragmas indeformáveis no seu plano.

As condições a que devem satisfazer as pontes são as seguintes:

- Terem a superestrutura suportada por pilares verticais;
- Terem o eixo longitudinal em planta praticamente recto e o viés, caso exista, pouco acentuado;
- Terem vãos não excessivamente desiguais e apresentarem estrutura sensivelmente simétrica em relação a um plano perpendicular ao seu eixo longitudinal.

30.5 — No caso de construções que não preenchem as condições estipuladas em 30.4, mas apresentem

uma certa ductilidade, poder-se-á ainda recorrer a um método simplificado de análise estática que consiste em determinar os efeitos devidos à acção dos sismos admitindo comportamento linear da estrutura e aplicando, em cada direcção considerada, um sistema de forças estáticas, em correspondência com as massas interessadas; os valores destas forças podem obter-se multiplicando as cargas correspondentes àquelas massas por $0,22 \alpha$. Tais sistemas de forças devem ser supostos actuando nas direcções mais desfavoráveis, sendo em geral suficiente considerar separadamente duas direcções ortogonais no plano horizontal e ainda a direcção vertical nos casos em que tal se justifique. Para a direcção vertical poderão reduzir-se de um terço os valores dos sistemas de forças referidos.

30.6 — Na determinação dos efeitos da acção dos sismos poderá dispensar-se a consideração da instabilidade de conjunto da estrutura se o deslocamento relativo entre quaisquer dois nós sucessivos de um elemento vertical de suporte, obtido pela análise de primeira ordem, for inferior a 1,5% da distância entre os referidos nós.

A determinação dos efeitos dos sismos nas estruturas, a partir da definição desta acção nos termos em que é apresentada no artigo 29.º, implica a resolução de problemas de comportamento dinâmico, em geral em regime não linear e exigindo por vezes a consideração da interacção entre a estrutura e o terreno, o que torna necessário o emprego de meios de análise relativamente complexos, quer analíticos, quer experimentais.

No entanto, é possível admitir uma sucessão de hipóteses simplificativas que, para os casos em que são válidas, permitem determinar com aproximação suficiente os esforços devidos à acção dos sismos. Algumas destas simplificações são concretizadas no artigo.

No que se refere ao valor das massas a ter em conta para efeito da determinação da acção dos sismos, deve salientar-se que haveria apenas que considerar a parcela das cargas permanentes e das cargas quase permanentes susceptível de transmitir forças à estrutura provocadas pela vibração desta; por simplificação tomou-se, porém, o valor total dessas cargas.

O coeficiente de comportamento referido em 30.3 permite de uma maneira simples ter em conta o comportamento não linear da estrutura quando sujeita à acção dos sismos. É fácil compreender que o valor deste coeficiente seja dependente do tipo de estrutura, dos materiais que a constituem, do grau admissível de exploração da ductilidade dos elementos estruturais e ainda do efeito em consideração. Em geral, é necessário considerar coeficientes de comportamento para deformações e coeficientes de comportamento para esforços. Estes últimos coeficientes exprimem, de certo modo, a relação entre os esforços que se obtêm em regime linear e os que se desenvolveriam em regime não linear, correspondentes uns e outros ao maior valor da acção sísmica que provoca na estrutura um comportamento real (não linear) ainda aceitável.

Quanto às limitações expressas em termos do quociente δ , elas destinam-se a garantir, por um lado, uma resistência mínima das estruturas a forças horizontais e, por outro, a não penalizar inconvenientemente estruturas muito rígidas que possuam uma certa ductilidade; no caso, porém, de construções que possam apresentar um comportamento com acentuadas características de fragilidade, como, por exemplo, aquelas em que a resistência aos sismos é fundamentalmente assegurada por estruturas de alvenaria não contraventada ou não armada, a referida limitação superior não deve ser considerada.

Na simplificação apresentada em 30.4 recorre-se a uma definição estática da acção dos sismos sobre a estrutura. Compreende-se que, para que o método associado a esta simplificação não seja excessivamente complexo, é necessário restringir a sua validade a estruturas com um comportamento dinâmico simples e bem caracterizado, pelo que tal método somente é objectivado no Regulamento para os edifícios e pontes cujo comportamento dinâmico, para cada uma das direcções ortogonais em que a estrutura se desenvolve, depende predominantemente do modo de vibração fundamental correspondente.

No caso de edifícios, a condição relativa à distribuição de massas e rigidezes considera-se satisfeita quando, podendo-se definir centros de massa e de rigidez para cada piso, a distância entre estes centros não excede 15% da dimensão do edifício segundo a direc-

ção perpendicular à das forças consideradas. Observe-se que o centro de massa relativo a um piso é o baricentro das massas correspondentes às cargas permanentes e ao valor quase permanente das cargas variáveis associadas a esse piso. O centro de rigidez de um piso pode ser identificado com a intersecção das resultantes de dois sistemas de forças fictícias paralelas a cada uma das direcções em que a estrutura se desenvolve; estas forças são supostas aplicadas no baricentro das secções dos elementos verticais que confinam com o piso e são proporcionais aos momentos de inércia centrais dessas secções relativos a eixos perpendiculares à direcção das forças. Tem sentido fazer esta identificação desde que a rigidez dos elementos estruturais horizontais seja muito diferente da rigidez dos elementos verticais. Caso contrário, não é em geral possível definir o centro de rigidez e, portanto, não será aplicável o método simplificado apresentado em 30.4.

Admite-se que uma estrutura de edifício não é demasiadamente deformável quando a sua frequência própria fundamental é superior quer a 0,5 Hz, quer ao quociente de 8 pelo número de pisos. A limitação da deformabilidade destina-se a garantir que a contribuição dos modos superiores ao fundamental seja desprezável. Esta limitação, conjugada com a existência de uma distribuição aproximadamente uniforme em altura da rigidez, conduz normalmente a que os deslocamentos relativos entre dois nós sucessivos de um elemento vertical de suporte seja inferior a 1,5% da distância entre os referidos nós, o que, por força de 30.6, permite dispensar a consideração da instabilidade de conjunto da estrutura.

No caso de pontes, as condições indicadas excluem expressamente as pontes suspensas, as pontes em arco e as pontes com pilares inclinados do tipo escora. Note-se ainda que, se a ponte for muito extensa, poderão existir diferenças significativas entre as vibrações sísmicas que actuam na base dos diferentes suportes, facto que deverá ser devidamente considerado na determinação dos efeitos das acções sísmicas sobre a estrutura.

Artigo 31.º — Coeficientes sísmicos

31.1 — Para as construções que satisfaçam as condições expressas em 30.4, o coeficiente sísmico, segundo uma dada direcção, é um coeficiente que, multiplicando o valor das acções gravíticas correspondentes às cargas permanentes e ao valor quase permanente das cargas variáveis, define o valor característico da resultante global das forças estáticas que, convenientemente distribuídas pela estrutura, permitem determinar os efeitos da acção dos sismos na direcção considerada.

31.2 — O valor do coeficiente sísmico, β , relativo à acção dos sismos numa dada direcção, é calculado pela expressão:

$$\beta = \beta_0 \frac{\alpha}{\eta}$$

em que:

- β_0 — coeficiente sísmico de referência, que depende das características do terreno e da frequência própria fundamental da estrutura na direcção considerada;
- α — coeficiente de sismicidade, que depende da zona sísmica em que se localiza a construção e é quantificado em 29.2;
- η — coeficiente de comportamento, que depende do tipo da estrutura e das suas características de ductilidade e ainda do grau admitido na exploração dessa ductilidade.

O valor do coeficiente sísmico, β , a considerar não deve, porém, ser inferior a $0,04 \alpha$; por outro lado, se a estrutura apresentar uma certa ductilidade, tal coeficiente não necessita ser considerado com valor superior a $0,16 \alpha$.

Os valores do coeficiente de comportamento são indicados nos regulamentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e de materiais.

Os valores do coeficiente sísmico de referência são indicados no quadro II, em função da tipificação do terreno referida em 29.2 e da frequência própria fundamental da estrutura.

Quadro II

Valores do coeficiente sísmico de referência, β_0

Tipo de terreno	Frequência própria fundamental da estrutura, f (Hz)	β_0
I	$0,5 \leq f < 5,6$ $f \geq 5,6$	$0,17 \sqrt{f}$ 0,40
II	$0,5 \leq f < 4,0$ $f \geq 4,0$	$0,20 \sqrt{f}$ 0,40
III	$0,5 \leq f < 2,0$ $f \geq 2,0$	$0,23 \sqrt{f}$ 0,32

A frequência própria fundamental da estrutura deve ser determinada, para a direcção em que está a ser considerada a acção sísmica, por métodos analíticos ou experimentais convenientemente justificados.

No caso de edifícios, a frequência própria, f , poderá também ser estimada pelas expressões:

$$\begin{aligned} \text{Estruturas em pórtico} & \dots\dots\dots f = \frac{12}{n} \\ \text{Estruturas mistas pórtico-parede} & \dots\dots f = \frac{16}{n} \\ \text{Estruturas-parede} & \dots\dots\dots f = \frac{6b}{h} \end{aligned}$$

em que n é o número de pisos acima do nível do terreno, h é a altura do edifício acima do mesmo nível, b é a dimensão em planta do edifício segundo a direcção considerada e f é expresso em hertz.

Os valores indicados no artigo para os diversos coeficientes de que depende o coeficiente sísmico foram calibrados tendo em conta a definição da acção sísmica apresentada no anexo III e os resultados, obtidos por análise dinâmica, da aplicação desta acção a determinados tipos de estruturas.

O coeficiente sísmico de referência β_0 destina-se a traduzir a influência das propriedades dinâmicas do terreno e da estrutura na resposta desta à acção dos sismos. No que à estrutura diz respeito, é possível, restringindo o âmbito do problema às estruturas a que o artigo se aplica, reduzir as propriedades dinâmicas à frequência própria fundamental. Os valores de β_0 indicados correspondem, dentro de certa aproximação, à aceleração máxima que atinge um oscilador linear de um grau de liberdade, com amortecimento viscoso com o valor de 5% do amortecimento crítico, actuado na base pelas acções quantificadas no anexo III para a zona A. No que se refere aos terrenos, porém, o problema reveste-se de maior dificuldade, pois as suas características dinâmicas dependem de múltiplos parâmetros de difícil explicitação; consequentemente, houve que limitar às situações mais típicas os dados apresentados.

Quanto à determinação analítica da frequência própria fundamental, recorde-se que na maioria dos casos é admissível utilizar o método de Rayleigh, segundo o qual, uma vez convenientemente discretizada a estrutura num certo número de massas concentradas, a frequência é dada pela expressão

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g \sum_i F_i d_i}{\sum_i F_i d_i^2}}$$

em que g é o valor da aceleração da gravidade, F_i é uma força cuja intensidade é igual ao peso da massa i e d_i é o deslocamento provocado na estrutura pelas forças F_i actuando simultaneamente na direcção em relação à qual se está a determinar a frequência própria. Na aplicação deste método há que ter em conta que as massas e as rigidezes que interessam são não só as da estrutura propriamente dita, mas também as dos elementos da construção a ela ligados.

As expressões apresentadas para estimar as frequências próprias de edifícios foram obtidas a partir da consideração dos resultados da análise dinâmica efectuada para estruturas típicas e de valores obtidos experimentalmente.

Estas expressões pressupõem que as estruturas estão preenchidas, em proporções normais, por paredes de alvenaria, as quais contribuem significativamente para a rigidez do edifício.

A diferenciação entre estruturas-parede e estruturas em pórtico pode estabelecer-se a partir da relação entre a rigidez dos elementos verticais e a rigidez dos elementos horizontais, sendo em geral tal relação para as estruturas em pórtico muito inferior à das estruturas-parede. Nas estruturas em pórtico sob acção de forças horizontais, verifica-se mudança dos sinais dos momentos entre as extremidades de todos os troços de pilares delimitados por pisos sucessivos; pelo contrário, nas estruturas-parede não se verifica tal mudança num número significativo de pisos.

A diferenciação em causa pode ser objectivada através do parâmetro q_i , definido para o piso i por:

$$q_i = \frac{\sum_m (I_{vmi} / l_{vmi})}{\sum_n (I_{hni} / l_{hni})}$$

em que I_{vmi} e l_{vmi} representam o momento de inércia e o comprimento entre pisos dos elementos verticais adjacentes ao piso i e I_{hni} e l_{hni} representam o momento de inércia e o comprimento dos elementos horizontais existentes no piso i . O somatório em m abrange todos os elementos verticais adjacentes ao piso i e o somatório em n todos os elementos horizontais existentes no mesmo piso que contribuem para a rigidez da estrutura na direcção considerada. Considera-se que se trata de uma estrutura em pórtico quando os parâmetros q_i dos pisos forem inferiores a 10 e de uma estrutura-parede quando forem superiores a 100; nos outros casos trata-se de uma estrutura mista pórtico-parede.

Artigo 32.º — Valores e distribuição das forças estáticas

32.1 — As forças estáticas, cuja resultante global é determinada utilizando o coeficiente sísmico definido no artigo 31.º, devem ser supostas actuando simultaneamente segundo a direcção considerada e ser distribuídas em correspondência com as diversas massas em jogo; o valor de cada uma dessas forças é função do coeficiente sísmico, da massa considerada e do modo como a estrutura se deforma.

32.2 — No caso de edifícios, as forças estáticas podem supor-se aplicadas aos níveis dos pisos, bastando em geral considerar a sua actuação em direcções horizontais.

O valor característico, F_{ki} , da força aplicada ao nível do piso i , relativo a uma dada direcção, é calculado pela expressão:

$$F_{ki} = \beta h_i G_i \frac{\sum_{i=1}^n G_i}{\sum_{i=1}^n h_i G_i}$$

em que:

- β — coeficiente sísmico correspondente à direcção considerada;
- h_i — altura a que se situa o piso i acima do nível do terreno;
- G_i — soma dos valores das cargas permanentes e dos valores quase permanentes das cargas variáveis correspondentes ao piso i ;
- n — número de pisos acima do nível do terreno.

Estas forças devem considerar-se actuando simultaneamente ao nível dos correspondentes pisos, aplicadas todas com excentricidades e_{1i} ou todas com ex-

centricidades e_{2i} , consoante for mais desfavorável; estas excentricidades são definidas em relação ao centro de massa conforme se indica na figura 2.

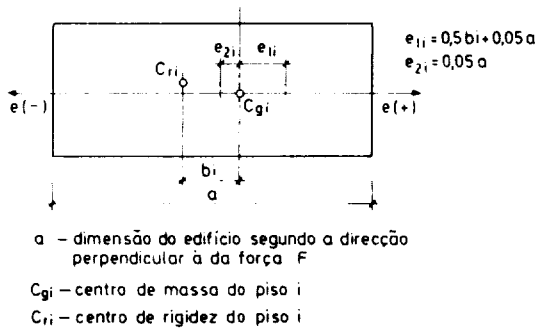


Fig. 2

No caso de a estrutura ser simétrica em relação a um plano que contém a direcção considerada para a acção sísmica e os seus elementos resistentes estarem uniformemente distribuídos, pode-se considerar que as resultantes das forças estáticas actuam segundo aquele plano de simetria e multiplicar os efeitos assim obtidos por um factor ξ definido por:

$$\xi = 1 + \frac{0,6x}{a}$$

sendo x a distância entre o elemento em consideração e o referido plano.

32.3 — No caso de pontes, as forças estáticas podem considerar-se aplicadas nos pontos em que se supõem concentradas as massas correspondentes a uma discretização adequada da estrutura.

O valor característico, F_{ki} , da força aplicada na massa i , relativo a uma dada direcção, é calculado pela expressão:

$$F_{ki} = (2\pi f)^2 \frac{\beta G_i d_i}{g}$$

em que:

- f — frequência própria fundamental da estrutura correspondente à direcção considerada;
- β — coeficiente sísmico correspondente à direcção considerada;
- G_i — soma dos valores das cargas permanentes e dos valores quase permanentes das cargas variáveis correspondentes à massa i ;
- d_i — deslocamentos provocados na estrutura pelas cargas G_i actuando simultaneamente na direcção em que se está a considerar a acção sísmica;
- g — valor da aceleração da gravidade.

A consideração do coeficiente sísmico permite definir a resultante de uma distribuição de forças estáticas, a partir das quais se podem determinar os efeitos da acção dos sismos. Tais forças deverão ser distribuídas pela estrutura em função da repartição das suas massas e do modo como a estrutura se deforma sob a acção dos sismos.

No caso de edifícios considerou-se que as massas se concentram ao nível dos pisos, sendo aí que se supõem actuar as forças estáticas. A lei de distribuição destas forças apresentada no artigo corresponde a uma distribuição aproximadamente triangular com o máximo no topo do edifício.

A dispensa da consideração de acções sísmicas na direcção vertical refere-se à estrutura como um todo e não dispensa que se considerem adequadamente elementos singulares, tais como consolas de grande vão, para os quais esta verificação poderá ser necessária.

Com a matéria tratada em 32.2 pretende-se ter em conta os efeitos resultantes da torção global da estrutura, que podem ser mui-

to importantes para alguns dos seus elementos. Recomenda-se, portanto, que a concepção arquitectónica e estrutural dos edifícios permita minimizar o afastamento entre o centro da massa e o centro de rigidez. Porém, mesmo que os dois centros coincidam ($b_i = 0$), haverá que ter em conta ainda uma certa torção (traduzida pela parcela $0,05a$ ou pelo factor ξ) para cobrir assimetrias devidas a comportamento não linear da estrutura e a movimentos de rotação do solo durante o sismo. Chama-se ainda a atenção para que as expressões que definem a posição das forças F_{ki} atendem também a que, devido à natureza dinâmica do problema, a resultante das forças de inércia não passa necessariamente pelo centro de massa, efeito este traduzido pela parcela $0,5b_i$.

No caso de pontes considerou-se que a estrutura pode ser idealizada por um modelo com massas concentradas. Torna-se, porém, particularmente difícil sugerir regras práticas para proceder a esta discretização, recomendando-se, no entanto, que se considerem massas concentradas nas zonas mais flexíveis da estrutura. Ao contrário do que sucede com os edifícios, não é fácil tipificar para as pontes a distribuição das forças estáticas, sendo, portanto, necessário calcular a deformada da estrutura sob a acção de forças proporcionais às cargas permanentes e quase permanentes e actuando segundo a direcção considerada; a partir desta deformada pode obter-se uma distribuição de forças estáticas que se aproxima razoavelmente da distribuição de forças de inércia correspondente ao modo de vibração fundamental.

É de assinalar ainda que as pontes têm em geral comportamento dinâmico bastante diferenciado nas direcções longitudinal e transversal, e que as condições de apoio das superestruturas podem influenciar fortemente tais comportamentos. No caso particular de se adoptarem dispositivos especiais para dissipar a energia transmitida pelos sismos, haverá que proceder a uma análise que tenha em conta as características dinâmicas de tais dispositivos.

Finalmente, e dado que a experiência mostra que muitos acidentes em pontes são motivados por alguns tramos saírem dos apoios durante a ocorrência de sismos intensos, recomenda-se que se adoptem disposições construtivas adequadas para evitar tal facto.

CAPÍTULO VIII

Acções específicas de edifícios

Artigo 33.º — Generalidades

No presente capítulo são quantificadas as acções directamente relacionadas com a utilização dos edifícios, isto é, as sobrecargas em coberturas, pavimentos, varandas e acessos, e ainda as acções em guardas e parapeitos.

As restantes acções a considerar, porque não específicas dos edifícios, são tratadas nos correspondentes capítulos do Regulamento.

Artigo 34.º — Sobrecargas em coberturas

34.1 — Para os efeitos do presente artigo definem-se os seguintes tipos de coberturas:

- a) Coberturas ordinárias — coberturas que, em virtude da sua forma (curvatura ou inclinação) ou pela natureza dos elementos de construção que as constituem, não permitem a fácil circulação de pessoas;
- b) Terraços não acessíveis — coberturas que, embora formadas por elementos de construção que constituem habitualmente pavimento, têm a sua acessibilidade condicionada a fins de reparação;
- c) Terraços acessíveis — coberturas formadas por elementos de construção que constituem habitualmente pavimento e destinadas a utilização como tal.

34.2 — Os valores característicos das sobrecargas a considerar nas coberturas são os seguintes:

- a) Coberturas ordinárias: uma sobrecarga uniformemente distribuída de 0,3 kN/m² (em plano horizontal) e uma sobrecarga concentrada, única, de 1,0 kN, a considerar apenas no dimensionamento dos elementos secundários e não simultaneamente com a sobrecarga uniformemente distribuída;
- b) Terraços não acessíveis: uma sobrecarga uniformemente distribuída de 1,0 kN/m²; no caso, porém, de terraços não acessíveis utilizados como cobertura de grandes espaços (hangares, naves industriais, etc.), poderão ser adoptadas as sobrecargas especificadas para as coberturas ordinárias;
- c) Terraços acessíveis: uma sobrecarga uniformemente distribuída de 2,0 kN/m²; no caso, porém, de o terraço desempenhar funções específicas, devem considerar-se as sobrecargas correspondentes ao tipo de utilização, de acordo com os artigos 35.º e 37.º

34.3 — Os valores reduzidos das sobrecargas a considerar nas coberturas são, em geral, nulos.

No caso, porém, de terraços acessíveis cuja utilização seja tal que o elemento preponderante não é a concentração de pessoas (utilizações dos tipos referidos em 35.1.2), devem adoptar-se valores reduzidos de acordo com o especificado em 35.2.

O critério adoptado para a tipificação das coberturas baseia-se em que estas, além da função de cobertura, podem também desempenhar funções de pavimento. Os acessos às coberturas deverão, pois, estar condicionados a estas funções, permitindo a franca utilização no caso dos terraços acessíveis ou dificultando essa utilização no caso dos terraços não acessíveis e coberturas ordinárias.

A sobrecarga concentrada indicada em 34.2, a), para as coberturas ordinárias destina-se a representar o peso de um operário ou de materiais durante a construção ou reparação da cobertura. A sobrecarga distribuída de 0,3 kN/m² considera-se o mínimo admissível para o dimensionamento de qualquer tipo de cobertura, de modo a garantir a estas estruturas uma conveniente reserva de resistência. Este valor deve ser aumentado em casos especiais, como, por exemplo, coberturas de instalações fabris em que se preveja a possibilidade de acumulação de poeiras; neste caso, dado o carácter de relativa permanência da sobrecarga, os correspondentes valores reduzidos não deverão ser considerados nulos.

Artigo 35.º — Sobrecargas em pavimentos

35.1 — Os valores característicos das sobrecargas a considerar nos pavimentos são indicados a seguir, em função do tipo de utilização previsto.

35.1.1 — Nas utilizações em que a concentração de pessoas é o elemento preponderante, os valores a adoptar são os seguintes:

- a) Compartimentos destinados a utilização de carácter privado (por exemplo: habitações, quartos de hotéis, quartos e pequenas enfermarias de hospitais):
 - Em geral 2,0 kN/m²
 - Para habitações em que a compartimentação esteja perfeitamente definida e em que os compartimentos não excedam áreas da ordem de 20 m² 1,5 kN/m²

- b) Compartimentos destinados a utilização de carácter colectivo sem concentração especial (por exemplo: dormitórios, salas de aula, escritórios em geral, salas de tratamento em hospitais) 3,0 kN/m²
- c) Compartimentos destinados a utilização de carácter colectivo de média concentração (por exemplo: salas de venda ao público, salas de espectáculos com cadeiras fixas, zonas acessíveis ao público de edifícios públicos, salas de espera, restaurantes, cafés) 4,0 kN/m²
- d) Recintos destinados a utilização de carácter colectivo com possibilidade de elevada concentração (por exemplo: igrejas, salões de festas, ginásios, salas de espectáculos com cadeiras amovíveis) 5,0 kN/m²
- e) Recintos destinados a utilização de carácter colectivo com possibilidade de muito elevada concentração (por exemplo: estádios e recintos desportivos análogos) 6,0 kN/m²

35.1.2 — Nas utilizações em que o elemento preponderante não é a concentração de pessoas, os valores das sobrecargas a adoptar serão estabelecidos e justificados de acordo com as condições especiais de cada caso. Indicam-se em seguida os valores mínimos a considerar em alguns casos:

- a) Escritórios com equipamento pesado, cozinhas de hotéis e de restaurantes 4,0 kN/m²
- b) Arquivos 5,0 kN/m²
- c) Oficinas de indústria ligeira ... 5,0 kN/m²
- d) Garagens para automóveis ligeiros:
 - Particulares 4,0 kN/m²
 - Públicas 5,0 kN/m²

- e) Auto-silos destinados exclusivamente ao estacionamento de automóveis ligeiros de passageiros que, mercê das suas características dimensionais, nomeadamente altura livre entre pisos limitada a cerca de 2,20 m, não possam ser utilizados por veículos de maior porte, e onde não sejam permitidas actividades de reparação: uma sobrecarga uniformemente distribuída de 3,0 kN/m² ou, quando mais desfavorável, uma sobrecarga concentrada de 10 kN.

35.1.3 — Quando no projecto não esteja definida a posição de paredes divisórias por não se conhecer a compartimentação que o utilizador pretende realizar, deve considerar-se o peso de tais paredes como uma sobrecarga uniformemente distribuída com os valores por metro quadrado especificados no artigo 15.º

35.2 — Os valores reduzidos das sobrecargas a considerar nos pavimentos deverão ser obtidos através dos valores dos coeficientes ψ indicados no quadro III.

Quadro III

Sobrecargas em pavimentos
Valores dos coeficientes ψ

Tipos de utilização referidos em	ψ_0	ψ_1	ψ_2
35.1.1 a) 35.1.1 d) * 35.1.1 e)	0,4	0,3	0,2
35.1.1 b) 35.1.1 c) 35.1.2 a)	0,7	0,6	0,4
35.1.2 b) 35.1.2 c) 35.1.2 d) 35.1.2 e)	0,8	0,7	0,6
35.1.3	1,0	1,0	1,0

* Para os ginásios e as salas de espectáculos, os valores a considerar devem ser: $\psi_0 = 0,7$, $\psi_1 = 0,6$ e $\psi_2 = 0,4$.

Artigo 36.º — Sobrecargas em varandas

36.1 — Os valores característicos das sobrecargas a considerar nas varandas, ou em locais que possam desempenhar funções análogas (por exemplo, certas galerias), são: numa faixa de 1 m de largura adjacente ao parapeito, 5,0 kN/m² e, na restante superfície, um valor igual ao estabelecido para o compartimento contíguo de acordo com os artigos 35.º e 37.º

36.2 — Os valores reduzidos das sobrecargas a considerar nas varandas são em geral iguais aos valores reduzidos das sobrecargas correspondentes ao compartimento contíguo e devem ser considerados uniformemente distribuídos em toda a superfície.

A sobrecarga de 5,0 kN/m² numa faixa de 1 m adjacente ao parapeito representa a elevada concentração de pessoas que é provável verificar-se nessa zona; na restante superfície não se julga indispensável considerar uma sobrecarga superior à prevista para o compartimento que dá acesso à varanda.

Artigo 37.º — Sobrecargas em acessos

37.1 — Os valores característicos das sobrecargas a considerar nos acessos, tais como escadas, rampas, galerias, átrios e corredores, devem ser iguais aos valores adoptados para os pavimentos a que dão serventia, havendo que respeitar em todos os casos, excepto nos átrios e corredores do interior das habitações, os seguintes valores mínimos:

Em locais privados 3,0 kN/m²
Em locais públicos 5,0 kN/m²

37.2 — Os valores reduzidos das sobrecargas em acessos deverão, em geral, ser obtidos através dos valores dos coeficientes ψ iguais aos adoptados para definir os valores reduzidos das sobrecargas nos compartimentos a que dão serventia.

Artigo 38.º — Efeitos dinâmicos das sobrecargas

Os valores das sobrecargas indicados no presente capítulo têm já em consideração os efeitos dinâmicos que correntemente lhes correspondem. Os valores das sobrecargas provenientes de máquinas, pontes rolantes ou outros dispositivos mecânicos deverão ser convenientemente acrescidos para ter em conta os efeitos dinâmicos inerentes ao seu funcionamento.

Artigo 39.º — Acções em guardas e parapeitos

Em guardas e parapeitos de edifícios deve considerar-se, aplicada na sua parte superior, uma força horizontal uniformemente distribuída com os valores característicos de 0,5 kN/m e 1,0 kN/m, respectivamente em locais privados e em locais públicos; os correspondentes valores reduzidos são nulos.

Nos casos especiais em que seja de recear a eventual ocorrência de uma excessiva aglomeração de pessoas é aconselhável adoptar valores mais elevados do que os especificados no artigo.

CAPÍTULO IX

Acções específicas de pontes rodoviárias

Artigo 40.º — Generalidades

40.1 — No presente capítulo são quantificadas as acções directamente relacionadas com o tráfego rodoviário, isto é, sobrecargas e seus efeitos inerentes (forças centrífuga, de frenagem e de arranque) e ainda as sobrecargas em passeios e as forças horizontais em guardas e em guarda-rodas, além da acção do vento sobre os veículos.

As restantes acções a considerar, porque não específicas das pontes rodoviárias, são tratadas nos correspondentes capítulos do Regulamento.

40.2 — As forças centrífuga e de frenagem (ou arranque) devem ser sempre consideradas em associação com a sobrecarga que lhes dá origem e os seus valores são directamente dependentes dos valores desta sobrecarga.

Não é necessário considerar a actuação simultânea das forças centrífuga e de frenagem (ou arranque).

Faz-se notar que, sendo os valores das forças centrífuga e de frenagem (ou arranque) dependentes do valor da sobrecarga que lhes dá origem, não há evidentemente que definir, para aquelas forças, valores característicos ou reduzidos; os valores a atribuir-lhes nas diversas combinações devem ser obtidos a partir dos valores da sobrecarga (característicos ou reduzidos) que figuram nessas combinações.

Artigo 41.º — Sobrecargas

41.1 — Nas pontes rodoviárias deve considerar-se, nas faixas de rodagem, a actuação separada dos dois tipos de sobrecargas definidos nas aléneas seguintes e cujos valores característicos são também aí indicados:

- a) Veículo de três eixos equidistantes, cada um de duas rodas, com a disposição e dimensões indicadas em planta na figura 3.

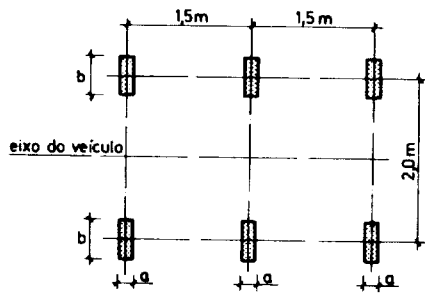


Fig. 3

As cargas Q transmitidas por cada eixo e as dimensões, a e b , das superfícies de contacto das rodas são, consoante a classe a que a ponte pertence, as seguintes:

Classe I: $Q=200$ kN; $a=0,20$ m; $b=0,60$ m;
Classe II: $q_1=3$ kN/m²; $q_2=30$ kN/m.

b) Sobrecarga constituída por uma carga uniformemente distribuída, q_1 , e por uma única carga transversal com distribuição linear e uniforme, q_2 , cujos valores, em função da classe da ponte, são os seguintes:

Classe I: $q_1=4$ kN/m²; $q_2=50$ kN/m;
Classe II: $q_1=3$ kN/m²; $q_2=30$ kN/m.

Os valores reduzidos das sobrecargas indicadas nas alíneas anteriores devem ser obtidos através dos seguintes coeficientes: $\psi_0=0,6$; $\psi_1=0,4$; $\psi_2=0,2$. No caso, porém, de a acção sísmica ser a acção de base da combinação, deverá considerar-se $\psi_2=0$.

41.2 — As sobrecargas referidas em 41.1 devem ser consideradas actuando, tanto longitudinal como transversalmente, na posição mais desfavorável para o elemento em estudo. No que se refere ao veículo, este deverá ser localizado em qualquer posição na faixa de rodagem, mas sempre com o seu eixo paralelo ao eixo da ponte; no caso de pontes dotadas de duas faixas de rodagem, destinadas cada uma a um sentido único de tráfego, o veículo deve ser aplicado em cada uma das faixas, ou em ambas simultaneamente, desde que cada faixa possa comportar duas ou mais vias de tráfego.

41.3 — As sobrecargas devidas ao tráfego, a considerar para efeito da determinação do impulso das terras sobre os encontros, podem ser assimiladas a uma carga uniformemente distribuída na faixa de rodagem, com um valor característico de 10 kN/m². Os correspondentes valores reduzidos devem ser obtidos aplicando os coeficientes ψ indicados em 41.1.

41.4 — Para efeitos de aplicação do estipulado em 41.1, devem ser consideradas como pertencentes à classe I as pontes que servem vias de comunicação susceptíveis de terem tráfego intenso ou pesado, nomeadamente estradas nacionais, vias urbanas e certas estradas municipais e florestais; na classe II devem incluir-se as pontes situadas em vias de comunicação com tráfego ligeiro e pouco intenso, que é o caso dos caminhos e passagens agrícolas e de certas estradas municipais e florestais.

Relativamente à classificação das pontes situadas em estradas municipais e florestais, ela será feita, em cada

caso, pela entidade que superintende nas referidas obras de arte, mediante parecer favorável da Junta Autónoma de Estradas.

Para efeitos de aplicação do presente artigo, considera-se que a largura da faixa de rodagem compreende também quaisquer bermas ou separadores que possam vir a ser aproveitados, no futuro, para alargamento da faixa de rodagem.

No que se refere às sobrecargas, faz-se notar que se considerou que os valores adoptados são suficientes para terem em conta eventuais efeitos dinâmicos; por esta razão, os coeficientes dinâmicos não são explicitados no artigo.

Artigo 42.º — Força centrífuga

Nas pontes em curva, para ter em conta a força centrífuga, devem considerar-se forças horizontais actuando em direcção normal ao eixo da ponte, aplicadas ao nível do pavimento e em correspondência com as sobrecargas uniformemente distribuídas multiplicadas por um coeficiente de redução β . Estas forças centrífugas devem ser obtidas multiplicando os valores das sobrecargas a elas associadas (afectadas do coeficiente β) por um coeficiente α dado pela expressão:

$$\alpha = \frac{v^2}{127 r}$$

em que:

v — velocidade máxima de projecto para a curva em causa, expressa em quilómetros por hora;

r — raio de curvatura, expresso em metros.

O coeficiente de redução β é dado por:

$$\beta = \frac{5000}{v^2 + 5000}$$

em que v é a velocidade anteriormente referida, expressa também em quilómetros por hora.

O coeficiente β que afecta os valores (característicos ou reduzidos) da sobrecarga uniformemente distribuída pretende traduzir o facto de que a intensidade da sobrecarga devida ao tráfego diminui à medida que a velocidade de circulação aumenta.

Observa-se ainda que, uma vez que as acções verticais a combinar com a força centrífuga aumentam com a diminuição de velocidade, poderá eventualmente justificar-se fazer verificações de segurança para velocidades inferiores à máxima de projecto.

Artigo 43.º — Forças de frenagem

Para ter em conta os efeitos resultantes das variações de velocidade dos veículos devem considerar-se forças longitudinais, actuando ao nível do pavimento, paralelamente ao eixo da ponte e associadas às sobrecargas uniformemente distribuídas. Estas forças longitudinais devem ser consideradas linear e uniformemente distribuídas segundo a largura da zona carregada; o seu valor correspondente ao valor característico da sobrecarga uniformemente distribuída é igual a 30 kN/m e 20 kN/m, respectivamente para as pontes das classes I e II.

Artigo 44.º — Acções em passeios, guardas e guarda-rodas

44.1 — Nos passeios das pontes rodoviárias deve considerar-se a actuação de uma sobrecarga uniformemente distribuída ou de uma sobrecarga concentrada,

conforme for mais desfavorável, cujos valores característicos são, respectivamente, 3 kN/m^2 e 20 kN .

Os valores reduzidos da sobrecarga uniformemente distribuída devem ser obtidos através dos seguintes coeficientes: $\psi_0 = 0,6$; $\psi_1 = 0,4$; $\psi_2 = 0,2$. No caso, porém, de a acção sísmica ser a acção de base da combinação, deverá considerar-se $\psi_2 = 0$. Os valores reduzidos da sobrecarga concentrada são nulos.

44.2 — Nas guardas das pontes rodoviárias deve considerar-se, aplicada ao seu nível superior, uma força horizontal uniformemente distribuída com valor característico igual a $1,5 \text{ kN/m}$; os correspondentes valores reduzidos são nulos.

44.3 — Nos guarda-rodas das pontes rodoviárias deve considerar-se a actuação de uma força concentrada e horizontal, actuando normal ou tangencialmente, cujo valor característico é igual a 20 kN ; os correspondentes valores reduzidos são nulos.

Artigo 45.º — Acção do vento sobre os veículos

A acção do vento directamente exercida sobre os veículos e por estes transmitida à ponte deverá ser determinada de acordo com o especificado no capítulo V e considerando que a superfície actuada pelo vento é uma banda rectangular contínua com a altura de $2,5 \text{ m}$ acima do nível do pavimento.

Os coeficientes de força aplicáveis à determinação da acção do vento sobre os veículos constam da secção 3.8 do anexo 1, onde são também indicados coeficientes de força para determinação da acção do vento sobre a própria ponte.

CAPÍTULO X

Acções específicas de passadiços

Artigo 46.º — Generalidades

No presente capítulo são quantificadas apenas as sobrecargas nos pavimentos e as acções nas guardas dos passadiços destinados a uso exclusivo de peões, ciclistas ou motociclistas.

As restantes acções a considerar, porque não específicas dos passadiços, são tratadas nos correspondentes capítulos do Regulamento.

Artigo 47.º — Sobrecargas

Nos passadiços deve considerar-se, actuando no pavimento e nas posições mais desfavoráveis para o elemento em estudo, uma sobrecarga uniformemente distribuída com valor característico igual a 4 kN/m^2 .

Os valores reduzidos devem ser obtidos através dos seguintes coeficientes: $\psi_0 = 0,4$; $\psi_1 = 0,3$; $\psi_2 = 0,2$. No caso, porém, de a acção sísmica ser a acção de base da combinação, deverá considerar-se $\psi_2 = 0$.

Artigo 48.º — Acções em guardas

Nas guardas dos passadiços deve considerar-se, aplicada ao seu nível superior, uma força horizontal uniformemente distribuída com valor característico igual a $1,5 \text{ kN/m}$; os correspondentes valores reduzidos são nulos.

CAPÍTULO XI

Acções específicas de pontes ferroviárias

Artigo 49.º — Generalidades

49.1 — No presente capítulo são quantificadas as acções directamente relacionadas com o tráfego ferroviário, isto é, sobrecargas e seus efeitos inerentes (forças centrífuga, de lacete, de arranque e de frenagem), e ainda as sobrecargas em passeios, as forças horizontais em guardas, além da acção do vento sobre o material circulante.

As restantes acções a considerar, porque não específicas das pontes ferroviárias, são tratadas nos correspondentes capítulos do Regulamento.

49.2 — As forças centrífuga, de arranque (ou frenagem) e de lacete podem actuar simultaneamente, havendo que considerar sempre, associada com estas forças, a sobrecarga que lhes dá origem; os seus valores são directamente dependentes dos valores considerados para esta sobrecarga.

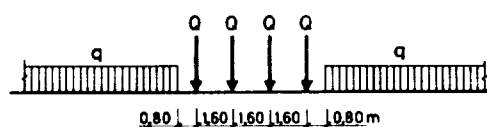
Na quantificação das acções seguiram-se em geral as prescrições da Union Internationale des Chemins de Fer (UIC) e, em particular, os documentos «Schéma de charges à prendre en considération dans le calcul des ouvrages sous rail sur les lignes internationales: Code UIC 702-0» e «Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails: Code UIC 776-1-R».

Estes documentos podem também servir de base para a quantificação de acções de acidente, tais como as resultantes do descarrilamento de comboios e da rotura de catenárias.

No que se refere às forças centrífuga, de arranque, de frenagem e de lacete, por dependerem da sobrecarga que lhes dá origem, são-lhes aplicáveis as considerações feitas no comentário do artigo 40.º; para tais forças não há, portanto, que definir valores característicos ou reduzidos.

Artigo 50.º — Sobrecargas

50.1 — Os valores característicos das sobrecargas devidas ao tráfego nas pontes ferroviárias são os correspondentes ao comboio-tipo indicado na figura 4.



Via larga : $Q = 250 \text{ kN}$; $q = 80 \text{ kN/m}$

Via estreita : $Q = 180 \text{ kN}$; $q = 50 \text{ kN/m}$

Fig. 4

Os valores reduzidos devem ser obtidos através dos seguintes coeficientes: $\psi_0 = 0,8$; $\psi_1 = 0,6$; $\psi_2 = 0,4$. No caso, porém, de a acção sísmica ser a acção de base da combinação, deverá considerar-se $\psi_2 = 0$.

50.2 — Para ter em conta os efeitos dinâmicos devidos às vibrações resultantes do tráfego, os valores das sobrecargas devem ser multiplicados pelo coeficiente dinâmico definido no artigo 51.º

50.3 — O comboio-tipo deve ser posicionado de modo a provocar os efeitos mais desfavoráveis, havendo ainda que admitir, para tal, que as cargas distribuídas ou qualquer das cargas concentradas que o constituem não actuam em determinadas zonas.

50.4 — Nas pontes de mais de uma via, além do estipulado em 50.2, devem considerar-se as seguintes hipóteses de ocupação das vias:

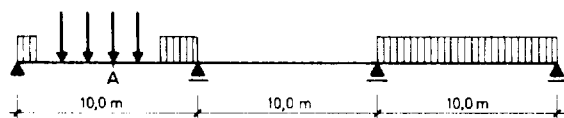
Uma ou duas vias ocupadas pelo comboio-tipo e as restantes vias desocupadas;

Todas as vias ocupadas simultaneamente pelo comboio-tipo mas reduzindo de 25% os valores das suas cargas.

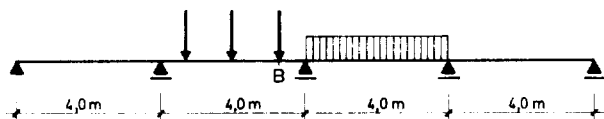
50.5 — As sobrecargas devidas ao tráfego, a considerar para efeito da determinação do impulso das terras sobre os encontros, podem ser assimiladas a uma carga linear uniformemente distribuída segundo o eixo da via com os valores característicos de 150 kN/m e 100 kN/m, respectivamente para a via larga e para a via estreita. Nos casos de via múltipla, as sobrecargas em causa podem também ser assimiladas a uma carga uniformemente distribuída com os valores característicos de 30 kN/m² e 20 kN/m², respectivamente para a via larga e para a via estreita.

Os valores reduzidos destas sobrecargas devem ser obtidos aplicando os coeficientes ψ indicados em 50.1.

Apresentam-se nas figuras seguintes exemplos de aplicação das regras enunciadas no artigo, referentes ao posicionamento do comboio-tipo com vista à obtenção dos efeitos mais desfavoráveis da sobrecarga.



Sobrecarga a considerar para obtenção do momento flector positivo máximo na secção A



Sobrecarga a considerar para obtenção do esforço transversal negativo máximo na secção B

Chama-se a atenção para que, nas pontes ferroviárias de tráfego intenso, podem ocorrer problemas de fadiga; em tais casos deverá ser convenientemente quantificado o valor nominal da sobrecarga que provoca fadiga, tendo em conta as reais características do tráfego.

Nos casos especiais em que, pelas características peculiares do tráfego, se justificasse a adopção de valores de sobrecargas diferentes dos indicados, deveria manter-se a configuração do comboio-tipo e apenas multiplicar as suas cargas por um coeficiente adequado.

Artigo 51.º — Coeficiente dinâmico

51.1 — O coeficiente dinâmico, φ , pelo qual devem ser multiplicadas as sobrecargas para ter em conta os seus efeitos dinâmicos, é dado em geral pela expressão:

$$\varphi = 1 + \left(\frac{2,16}{\sqrt{l}} - 0,27 \right)$$

em que l é um comprimento de referência, dependente da deformabilidade do elemento em causa e que, em cada caso, deve ser convenientemente justificado.

Para os elementos principais da superestrutura poder-se-á, no entanto, considerar os seguintes valores dos comprimentos de referência:

Vigas simplesmente apoiadas: o vão;

Vigas contínuas: o vão médio dos tramos multiplicado pelo factor $(1 + 0,1n)$, em que n é o número de tramos; este factor não deve ser tomado superior a 1,5;

Pórticos e arcos: metade do vão.

Em qualquer caso, o coeficiente dinâmico não deverá ser considerado inferior a 1,1 nem superior a 2.

51.2 — Na determinação dos esforços transversos, o coeficiente dinâmico definido pela expressão anteriormente apresentada pode ser reduzido multiplicando por dois terços a parcela que nela figura entre parênteses; neste caso o valor do coeficiente dinâmico a adoptar deverá situar-se entre 1,07 e 1,67.

O coeficiente dinâmico depende, entre outros factores, das características de vibração da estrutura, do estado da via e do material circulante e, ainda, da velocidade dos comboios.

A expressão apresentada para cálculo deste coeficiente conduz a resultados satisfatórios nas situações correntes, pressupondo-se no entanto que é garantido o bom estado de conservação da via.

Para outras situações, como por exemplo para vias em que se exige um estado de conservação particularmente bem cuidado, e também quando se pretenda ter em conta explicitamente a frequência própria e a velocidade (caso com interesse para a verificação da segurança de pontes já construídas), pode recorrer-se às recomendações da UIC. Estas recomendações contêm também dados para a determinação dos comprimentos de referência para outros elementos além dos indicados no artigo.

Artigo 52.º — Força centrífuga

Nas pontes com via em curva, para ter em conta a força centrífuga, devem considerar-se forças horizontais actuando em direcção normal ao eixo da via, aplicadas a 1,80 m acima da cabeça do carril e em correspondência com as sobrecargas. Estas forças devem ser obtidas multiplicando os valores dessas sobrecargas (não afectadas do coeficiente dinâmico) pelo coeficiente α dado pela expressão:

$$\alpha = \frac{v^2}{127 r}$$

em que:

v — velocidade máxima de projecto para a curva em causa, expressa em quilómetros por hora;

r — raio de curvatura, expresso em metros.

No caso, porém, de a velocidade ser superior a 120 km/h, os valores das sobrecargas poderão ser multiplicados pelo coeficiente de redução β dado por:

$$\beta = 1 - \frac{v - 120}{1000} \left(\frac{814}{r} + 1,75 \right) \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{l}} \right)$$

em que l é o comprimento, expresso em metros, do troço da linha de influência cujo carregamento é mais significativo para o valor do efeito em análise, e v é expresso nas unidades anteriormente referidas. O valor de β deve ser tomado igual à unidade para $l \leq 2,88$ m.

Para determinação dos efeitos mais desfavoráveis devidos à força centrífuga são aplicáveis os critérios de posicionamento do comboio-tipo e de ocupação de vias indicados em 50.3 e 50.4.

Observe-se ainda que a verificação da segurança para velocidades superiores a 120 km/h não dispensa, obviamente, a verificação para este último valor da velocidade, dado que as acções verticais que combinam com as forças centrífugas correspondentes a um e outro caso são diferentes.

Quanto ao coeficiente de redução β , ele justifica-se por razões análogas às indicadas no comentário ao artigo 42.º

Artigo 53.º — Força de lacete

Para ter em conta os efeitos laterais devidos ao lacete deve considerar-se uma força horizontal, actuando em direcção normal ao eixo da via, ao nível da cabeça do carril e na posição e com o sentido que conduzirem aos efeitos mais desfavoráveis para o elemento em estudo.

Os valores da força de lacete correspondentes aos valores característicos das sobrecargas devem ser 100 kN e 60 kN, respectivamente para a via larga e para a via estreita; para os outros valores das sobrecargas as forças de lacete devem ser proporcionalmente reduzidas.

Nas pontes de mais de uma via bastará considerar apenas uma força de lacete para o conjunto das vias.

Artigo 54.º — Forças de arranque e de frenagem

54.1 — Para ter em conta os efeitos do arranque e da frenagem devem considerar-se forças longitudinais, actuando na direcção do eixo da via, ao nível da cabeça do carril, com as intensidades indicadas nos números seguintes.

Nas pontes com mais de uma via não é necessário considerar aquelas forças actuando simultaneamente em mais de duas vias.

54.2 — As forças de arranque podem ser consideradas uniformemente distribuídas, devendo, em geral, ser tomadas com valor igual a 25% do valor das sobrecargas (não afectadas do coeficiente dinâmico), actuando do modo mais desfavorável para o elemento em estudo. Contudo, para este efeito, apenas é necessário fazer participar as cargas do comboio-tipo existentes num comprimento não superior a 30 m.

No caso, porém, de vias assentes sobre balastro e que não apresentem descontinuidade ao longo de um troço que contenha a ponte e se estenda 18 m para um e outro lado desta, as forças de arranque determinadas pelo critério anterior podem ser reduzidas em função do comprimento carregado, l , multiplicando-as pelo coeficiente δ , a seguir indicado:

$$\begin{aligned} l \leq 30 \text{ m} & \dots \delta = 0,66 \\ 30 \text{ m} < l \leq 300 \text{ m} & \dots \delta = 0,66 + 0,00125 (l - 30) \\ & \text{(com } l \text{ expresso em metros)} \\ l > 300 \text{ m} & \dots \delta = 1,0 \end{aligned}$$

54.3 — As forças de frenagem podem ser consideradas uniformemente distribuídas ao longo do comprimento carregado e devem ser tomadas com um valor igual a 20% do valor das sobrecargas (não afectadas do coeficiente dinâmico), actuando do modo mais desfavorável para o elemento em estudo.

Os valores das forças de arranque e de frenagem, embora ligeiramente inferiores aos valores fixados pela UIC, conduzem contudo a uma segurança idêntica, dado que os respectivos coeficientes de segurança preconizados por esta organização são menores do que os correspondentes às restantes acções relativas ao tráfego.

Observe-se que nos casos de pontes de mais de uma via se deverá ter em conta, na determinação dos efeitos mais desfavoráveis, que o arranque e a frenagem podem ocorrer de modo independente em cada uma das duas vias a considerar.

Artigo 55.º — Acções em passeios e guardas

55.1 — Nos passeios das pontes ferroviárias deve considerar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída ou uma carga concentrada conforme for mais desfavorável, e cujos valores característicos são, respectivamente, 2,0 kN/m² e 10 kN; os correspondentes valores reduzidos são nulos.

55.2 — Nas guardas das pontes ferroviárias deve considerar-se, aplicada ao seu nível superior, uma força horizontal uniformemente distribuída com valor característico igual a 1,0 kN/m; os correspondentes valores reduzidos são nulos.

Artigo 56.º — Acção do vento sobre o material circulante

A acção do vento directamente exercida sobre o material circulante e por este transmitida à ponte deverá ser determinada de acordo com o especificado no capítulo V e considerando que a superfície actuada pelo vento é uma banda rectangular contínua com a altura de 3,5 m acima do nível da base do carril.

No caso de pontes com mais de uma via, bastará considerar a acção do vento actuando apenas no material que circula numa das vias.

Os coeficientes de força aplicáveis à determinação da acção do vento sobre o material circulante constam da secção 3.8 do anexo I, onde são também indicados coeficientes de força para a determinação da acção do vento sobre a própria ponte.

CAPÍTULO XII

Outras acções

Artigo 57.º — Acções dependentes dos materiais constituintes das estruturas

Os valores característicos e reduzidos das acções dependentes do tipo de material que constitui a estrutura são definidos nos regulamentos específicos.

São exemplos das acções visadas no artigo a retracção e o pré-esforço em estruturas de betão armado e pré-esforçado.

Artigo 58.º — Pressões hidrostáticas

Os valores característicos e reduzidos das pressões hidrostáticas devem ser devidamente quantificados em função dos diversos parâmetros intervenientes.

Artigo 59.º — Acções inerentes ao funcionamento de dispositivos de apoio

As acções devidas ao funcionamento dos dispositivos de apoio devem ser devidamente calculadas em função dos esforços e deslocamentos a que estão submetidos e das suas características de funcionamento.

Nos casos correntes de apoios de simples escorregamento ou rolamento, para a definição das acções em causa, bastará o conhecimento dos coeficientes de atrito das superfícies em contacto.

ANEXO I

Elementos para a quantificação da acção do vento

1 — Velocidade do vento

1.1 — Velocidade média do vento

A velocidade média do vento é definida em função da altura acima do solo e é referida a intervalos de tempo de 10 min.

1.1.1 — Valores característicos da velocidade média

Os valores característicos da velocidade média são definidos, para a zona A, pelas seguintes expressões:

$$\text{Solos com rugosidade do tipo I} \dots v = 18 \left(\frac{h}{10} \right)^{0,28}$$

$$\text{Solos com rugosidade do tipo II} \dots v = 25 \left(\frac{h}{10} \right)^{0,20}$$

em que a velocidade v é expressa em metros por segundo e a altura h é expressa em metros. Estas expressões não devem ser aplicadas na vizinhança imediata do solo, recomendando-se que para $h < 15$ m no caso de solos com rugosidade do tipo I e para $h < 10$ m no caso de solos com rugosidade do tipo II os valores característicos da velocidade média, v , sejam considerados constantes e iguais a 20 m/s no primeiro caso e a 25 m/s no segundo caso.

Para a zona B, os valores a adoptar devem ser obtidos multiplicando por 1,1 os correspondentes valores indicados para a zona A.

1.1.2 — Valores reduzidos da velocidade média

Os valores reduzidos da velocidade média são obtidos multiplicando os valores característicos pela raiz quadrada dos coeficientes ψ que definem os valores reduzidos das pressões dinâmicas indicadas no artigo 24.º

1.2 — Flutuações das velocidades do vento

As flutuações das velocidades do vento, resultantes do carácter turbulento deste, podem ser consideradas por intermédio de espectros e correlações espaciais das velocidades, os quais deverão ser obtidos a partir de bibliografia especializada.

2 — Altura acima do solo a considerar no caso de terrenos inclinados

A altura acima do solo a considerar para a determinação das pressões dinâmicas no caso de construções situadas em terrenos inclinados ou na sua vizinhança deve ser contada a partir do nível de referência indicado a tracejado na figura I-1. No caso de ser $\text{tg } \theta \leq 0,3$, o nível de referência a considerar coincide com o terreno.

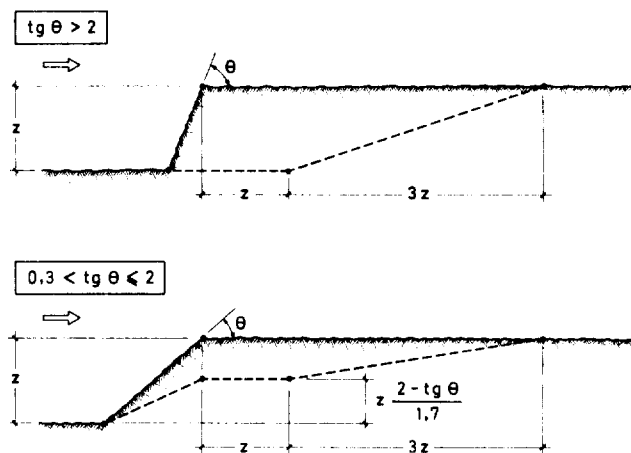


Fig. I-1

3 — Coeficientes de forma

3.1 — Introdução

Para determinar a acção do vento sobre uma construção, de acordo com os critérios referidos no artigo 23.º, é necessário conhecer, além da pressão dinâmica do vento, w , os coeficientes de forma relativos à construção em causa.

No que se segue são considerados coeficientes de forma de dois tipos: coeficientes de pressão e coeficientes de força.

Os coeficientes de pressão, δ_p , são definidos para uma superfície particular da construção (ou para uma zona nela localizada) e permitem determinar as pressões, p (que se exercem normalmente às superfícies), pela expressão:

$$p = \delta_p w$$

Os coeficientes de força, δ_f , são definidos de modo a permitir determinar directamente a resultante F das pressões do vento sobre a construção (ou sobre um seu elemento) por expressões do tipo:

$$F = \delta_f w A$$

em que A é uma área de referência, relacionada com a superfície exposta, adequadamente definida em cada caso.

3.2 — Edifícios. Coeficientes de pressão

3.2.1 — Generalidades

No caso dos edifícios, as pressões devidas ao vento, que se exercem nos elementos da sua envolvente, são em geral resultantes de pressões exteriores e de pressões interiores. As pressões exteriores são definidas através de coeficientes de pressão exterior, δ_{pe} , que dependem fundamentalmente da forma da construção e da direcção e sentido da actuação do vento; as pressões interiores, resultantes da existência de aberturas na envolvente do edifício, são obtidas por meio de coeficientes de pressão interior, δ_{pi} , que dependem dos parâmetros atrás referidos, e da importância e distribuição das aberturas pelo contorno da construção.

Os coeficientes δ_{pe} e δ_{pi} são afectados de sinal positivo ou negativo consoante correspondem a pressões ou a sucções exercidas nas faces do elemento a que se referem. A acção resultante sobre o elemento é assim obtida somando vectorialmente as resultantes das pressões que se exercem numa e noutra das suas faces.

Apresentam-se seguidamente os valores a considerar para os coeficientes δ_{pe} e δ_{pi} em alguns casos mais frequentes de edifícios de planta rectangular.

Note-se que, em geral, as pressões em cada uma das superfícies da envolvente dos edifícios podem ser consideradas uniformes; em certos casos, porém, tal simplificação não é admissível para as pressões exteriores, e houve portanto que subdividir as superfícies em zonas e, para cada uma delas, definir coeficientes de pressão adequados.

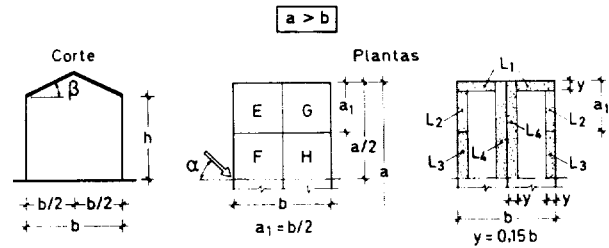
Além disso, em certas zonas restritas, junto às arestas das paredes e das coberturas, desenvolvem-se acções importantes, para cujo cálculo se apresentam os respectivos coeficientes de pressão exterior. Chama-se a atenção, no entanto, para que estas pressões localizadas não se adicionam às pressões exteriores definidas para o conjunto do edifício, e devem ser apenas tidas em conta no dimensionamento dos elementos secundários situados nas correspondentes zonas (chapas, madres, e suas ligações, no caso de coberturas; janelas, no caso de paredes) se tal for mais desfavorável.

3.2.2 — Coeficientes de pressão exterior, δ_{pe}

Apresentam-se nos quadros I-I a I-VI os valores dos coeficientes de pressão exterior a considerar nos casos mais frequentes de edifícios com planta rectangular.

Quadro I-II

Coeficientes de pressão δ_{pe} para coberturas de duas vertentes



Relações geométricas do edifício h/b	Inclinação da vertente β (graus)	Acções globais				Acções locais			
		Direcção do vento				L1	L2	L3	L4
		$\alpha = 0^\circ$		$\alpha = 90^\circ$					
E, F	G, H	E, G	F, H						
$\frac{h}{b} < \frac{1}{2}$	0	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	
	5	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4		-1,2
	20	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0			-1,2
	30	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8			-1,1
45	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6				-1,1	
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} < \frac{3}{2}$	0	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	
	5	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	20	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0
	30	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0			-1,0
45	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8				-1,0	
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	0	-0,7	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	
	5	-0,7	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10	-0,7	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	20	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	30	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5			
40	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0				
50	+0,2	-0,5	-0,8	-0,7					

NOTA:

— Não há que considerar valores particulares para as acções locais nos casos em que no quadro não são indicados os respectivos coeficientes

Quadro I-I

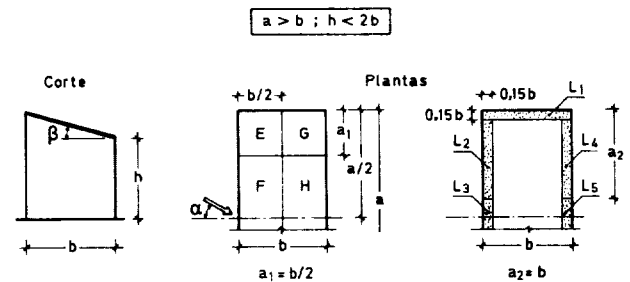
Coeficientes de pressão δ_{pe} para paredes

Relações geométricas do edifício (*)		Planta	Direcção do vento α (graus)	Acções globais sobre as superfícies				Acções locais na faixa referenciada na figura
$\frac{h}{b}$	$\frac{a}{b}$			A	B	C	D	
$\frac{h}{b} < \frac{1}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,7	-0,2	-0,5	-0,5	-0,8
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,2	
$\frac{h}{b} < \frac{1}{2}$	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6	-1,0
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1	
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6	-1,1
			90	-0,6	-0,6	+0,7	-0,25	
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,3	-0,7	-0,7	-1,1
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1	
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,8	-0,25	-0,8	-0,8	-1,2
			90	-0,8	-0,8	+0,8	-0,25	
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,4	-0,7	-0,7	-1,2
			90	-0,5	-0,5	+0,8	-0,1	

(*) h representa a altura do edifício; a e b representam, respectivamente, a maior e a menor dimensão em planta

Quadro I-III

Coeficientes de pressão δ_{pe} para coberturas de uma vertente



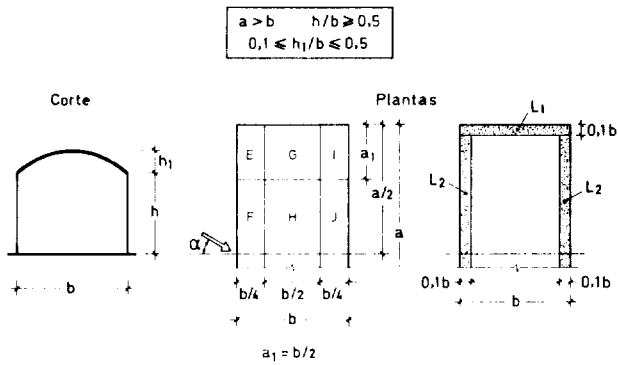
Inclinação da vertente β (graus)	Acções globais					Acções locais									
	Direcção do vento, α					L1	L2	L3	L4	L5					
	0°	45°	90°	135°	180°										
E, F	G, H	E, F	G, H	E, F	G, H	E, F	G, H								
5 a 10	-1,0	-0,5	-1,0	-0,9	-1,0	-0,5	-0,9	-1,0	-0,5	-1,0	-2,0	-2,0	-1,5	-2,0	-1,5
15	-0,9	-0,5	-1,0	-0,7	-1,0	-0,5	-0,6	-1,0	-0,3	-1,0	-2,0	-1,8	-0,9	-1,8	-1,4
20	-0,8	-0,5	-1,0	-0,6	-0,9	-0,5	-0,5	-1,0	-0,2	-1,0	-2,0	-1,8		-1,8	-1,4
25	-0,7	-0,5	-1,0	-0,6	-0,8	-0,5	-0,3	-0,9	-0,1	-0,9	-2,0	-1,8			
30	-0,5	-0,5	-1,0	-0,6	-0,8	-0,5	-0,1	-0,6	0	-0,6	-2,0	-1,8			

NOTA:

— Não há que considerar valores particulares para as acções locais nos casos em que no quadro não são indicados os respectivos coeficientes

Quadro I-IV

Coefficientes de pressão δ_{pe} para coberturas cilíndricas com directriz circular, elíptica ou parabólica



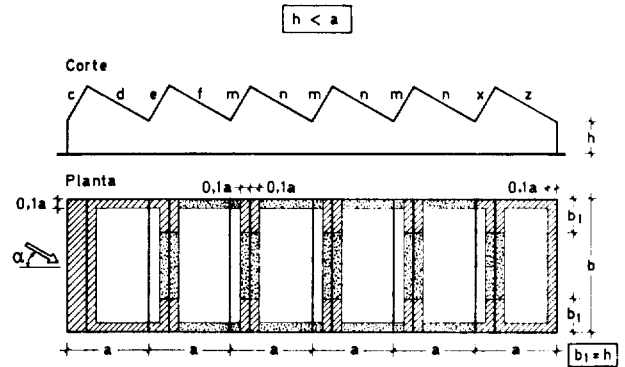
Abatimento h_1/b	Acções globais						Acções locais	
	Direcção do vento, α							
	0°			90°				
	E, F	G, H	I, J	E, G, I	F, H, J	L_1	L_2	
0,1	-0,9	-0,8	-0,5	-0,8	-0,6	-1,6	-1,8	
0,2	-0,9 ou 0 ^(*)	-0,9	-0,5	-0,8	-0,6	-1,6	-1,8	
0,3	-0,3 ou +0,2 ^(*)	-1,0	-0,5	-0,8	-0,6	-1,6	-0,6	
0,4	+0,4	-1,1	-0,5	-0,8	-0,6	-1,6		
0,5	+0,7	-1,2	-0,5	-0,8	-0,6	-1,6		

(*) Deve considerar-se o valor mais desfavorável

NOTA: - Não há que considerar valores particulares para as acções locais nos casos em que no quadro não são indicados os respectivos coeficientes

Quadro I-VI

Coefficientes de pressão δ_{pe} para coberturas múltiplas em dente de serra



1 - Acções globais

Coefficientes δ_{pe} nas vertentes								Direcção do vento $\alpha = 90^\circ$		
c	d	e	f	m	n	x	z	Coefficientes δ_{pe} nas bandas		
Direcção do vento $\alpha = 0^\circ$								b_1	b_2	b_3
+0,6	-0,7	-0,7	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	-0,3	-0,8	-0,6	-0,2
Direcção do vento $\alpha = 180^\circ$										
-0,5	-0,3	-0,3	-0,3	-0,4	-0,6	-0,6	-0,1			

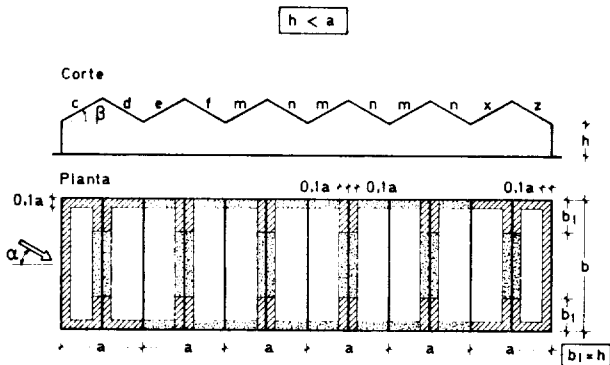
2 - Acções locais

Os coeficientes δ_{pe} que definem as acções locais a ter em conta nas faixas assinaladas na figura são os seguintes:

- Faixas tracejadas - 2,0
- Faixas sombreadas - 1,5

Quadro I-V

Coefficientes de pressão δ_{pe} para coberturas múltiplas de duas vertentes



1 - Acções globais

Inclinação das vertentes β (graus)	Direcção do vento $\alpha = 0^\circ$								Direcção do vento $\alpha = 90^\circ$		
	Coefficientes δ_{pe} nas vertentes								Coefficientes δ_{pe} nas bandas		
	c	d	e	f	m	n	x	z	b_1	b_2	b_3
5 a 10	-1,1	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,4	-0,8	-0,6	-0,2
20	-0,7	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,5			
30	-0,2	-0,6	-0,4	-0,3	-0,2	-0,3	-0,2	-0,5			
45	+0,3	-0,6	-0,6	-0,4	-0,2	-0,4	-0,2	-0,5			

2 - Acções locais

Os coeficientes δ_{pe} que definem as acções locais a ter em conta nas faixas assinaladas na figura são os seguintes:

- Faixas tracejadas - 2,0
- Faixas sombreadas - 1,5

3.2.3 — Coeficientes de pressão interior, δ_{pi}

No caso dos edifícios considerados em 3.2.2 e nos quais ou não existe compartimentação interior ou, se esta existir, não impede a franca circulação do ar, os coeficientes de pressão interior podem ser obtidos pelas seguintes regras simplificadas, que têm em conta as características e a distribuição das aberturas nas paredes exteriores:

a) Edifícios em que seja pouco provável a existência de aberturas nas fachadas durante a ocorrência de vento intenso: em face da permeabilidade das paredes, fundamentalmente devida à insuficiência de vedação das janelas, podem considerar-se em geral duas situações, a que correspondem os seguintes coeficientes de pressão interior:

Dois fachadas opostas com permeabilidade semelhante, e as outras duas fachadas impermeáveis:

Vento normal às fachadas permeáveis $\delta_{pi} = +0,2$

Vento normal às fachadas impermeáveis $\delta_{pi} = -0,3$

As quatro fachadas com permeabilidade semelhante .. $\delta_{pi} = -0,3$

b) Edifícios em que, durante a ocorrência de vento intenso, existam aberturas numa das fachadas ou, se existirem em várias fachadas, as de uma delas sejam francamente predominantes: o coeficiente de pressão interior

δ_{pi} deve ser tomado com valores iguais a 0,75 dos valores dos coeficientes de pressão exterior δ_{pe} correspondentes à fachada em que predominam as aberturas; se as aberturas se situarem em zonas das fachadas para as quais são definidos valores especiais do coeficiente δ_{pe} (acções locais), são estes os valores a considerar para a determinação de δ_{pi} .

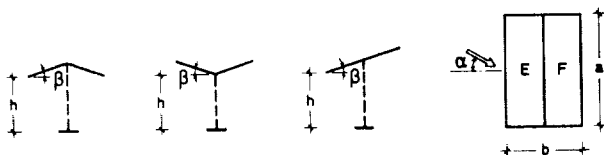
Note-se que, quando exista compartimentação que dificulte a franca circulação do ar, os valores a adoptar para os coeficientes de pressão interior devem ser convenientemente justificados. Neste caso, a pressão interior variará entre a face de barlavento e a de sotavento por escalões que dependerão da maior ou menor permeabilidade das diferentes divisórias.

3.3 — Coberturas isoladas. Coeficientes de pressão

No caso de coberturas isoladas, ou seja, coberturas suportadas por elementos que, pelas suas reduzidas dimensões, não constituem obstáculo significativo ao escoamento do ar, a acção do vento exerce-se directamente sobre as faces superior e inferior da cobertura. Os coeficientes de pressão indicados no quadro I-VII englobam já as acções sobre as duas faces, considerando-se como positivos quando a resultante se exerce de cima para baixo, e como negativos no caso contrário.

Quadro I-VII
Coeficientes de pressão δ_p para coberturas isoladas

$a > b$ $0,5 \leq h/b < 1,0$



Tipo de cobertura	Inclinação da vertente β (graus)	Direcção do vento α (graus)	Coeficientes δ_p nas vertentes (*)	
			E	F
	5	0	-1,1 ou +1,2	-1,0
	10		-1,1 ou +1,4	-1,0
	15		-0,7 ou +1,6	-1,0
	20		-0,3 ou +1,8	-1,0
	25		-0,2 ou +2,0	-0,8
	5	0	-1,2 ou +0,8	-0,8 ou +1,0
	10		-1,4 ou +0,6	-0,6 ou +1,0
	15		-1,6 ou +0,4	-0,6 ou +1,0
	20		-1,8 ou +0,2	-0,6 ou +0,7
	25		-2,0 ou 0	-0,6 ou +0,2
	0	0 (bordo mais baixo a barlavento)	-1,5 ou +1,5 (**)	-0,5 ou +0,5 (**)
	5		-1,5 ou +1,5 (**)	-0,55 ou +0,55 (**)
	10		+1,55	+0,65
	15		+1,55	+0,7
	20		+1,6	+0,75
	25	+1,6	+0,85	
	30	+1,65	+0,95	
	0	180 (bordo mais baixo a sotavento)	-0,5 ou +0,5 (**)	-1,5 ou +1,5 (**)
	5		-0,55 ou +0,55 (**)	-1,5 ou +1,5 (**)
	10		-0,65	-1,55
15	-0,7		-1,55	
20	-0,75		-1,6	
25	-0,85	-1,6		
30	-0,95	-1,65		

(*) Sempre que, com o mesmo β e α , são indicados dois valores de δ_p numa mesma vertente, deverá considerar-se a hipótese mais desfavorável.
(**) Os coeficientes a considerar simultaneamente para as vertentes E e F devem ter o mesmo sinal

Note-se que as forças assim definidas são normais às vertentes e terão, portanto, em geral, componentes horizontais que vão interessar especialmente o dimensionamento dos elementos de suporte. Além destas componentes, há ainda que considerar outras forças horizontais devidas ao atrito do ar sobre as superfícies e devidas à acção do vento sobre o bordo da cobertura (ou sobre elementos de bordadura eventualmente existentes).

A determinação destas forças poderá fazer-se atendendo às seguintes regras:

- a) Forças horizontais devidas ao atrito do vento sobre as superfícies da cobertura:

$F_1 = 0,05 a b w$

em que a e b são as dimensões da cobertura em planta e w é a pressão dinâmica;

- b) Forças horizontais devidas à acção do vento sobre o bordo da cobertura (ou elementos de bordadura):

$F_2 = 1,3 A w$

em que A é a área da superfície da bordadura exposta ao vento e w é a pressão dinâmica.

3.4 — Estruturas reticuladas. Coeficientes de força

3.4.1 — Generalidades

Apresentam-se seguidamente os coeficientes de força relativos a estruturas reticuladas planas, isoladas ou dispostas paralelamente, e os relativos a estruturas reticuladas em forma de torre, de base quadrada ou triangular.

Os coeficientes apresentados referem-se a direcções de actuação do vento normais ao plano da estrutura, no caso de estruturas planas; para as estruturas em torre, a direcção do vento é em cada caso indicada.

Para determinar a acção do vento sobre estruturas deste tipo, interessa considerar um coeficiente λ , designado índice de cheios, definido por:

$\lambda = \frac{A_1}{A_2}$

em que A_1 — área efectiva — é a soma das áreas das projecções de todos os elementos da estrutura num plano normal à direcção do vento, e A_2 é a área limitada pela projecção, no mesmo plano, do contorno exterior da estrutura.

Chama-se ainda a atenção para que, no caso de os elementos da estrutura terem secção circular, interessa considerar dois valores diferentes do coeficiente de força consoante o escoamento se processa em regime subcrítico ou supercrítico; a distinção entre as duas situações, para efeitos práticos, é feita em função do valor do parâmetro $d\sqrt{w}$, em que d é o diâmetro do elemento considerado e w é a pressão dinâmica do vento. Note-se que, como os coeficientes de força para regime subcrítico são em geral superiores aos correspondentes coeficientes para regime supercrítico, no caso de estruturas em que se verifique este segundo regime para as pressões dinâmicas regulamentares, há que verificar se, para pressões menores que impliquem a mudança de regime de escoamento, se obtêm forças globais de valor superior.

3.4.2 — Estruturas planas isoladas

No quadro I-VIII são dados os coeficientes de força δ_f para estruturas planas isoladas, constituídas na sua totalidade somente por elementos de um dos seguintes tipos:

- Barras de secção angulosa;
- Barras de secção circular em regime subcrítico: barras a que corresponde $d\sqrt{w} < 0,15$, em que d e w são expressos, respectivamente, em metros e em quilonewtons por metro quadrado;
- Barras de secção circular em regime supercrítico: barras a que corresponde $d\sqrt{w} \geq 0,15$.

Quadro I-VIII

Coeficientes de força para estruturas reticuladas planas isoladas

Índice de cheios λ	Tipos de elementos da estrutura		
	Barras de secção angulosa	Barras de secção circular	
		$d\sqrt{w} < 0,15$ (*)	$d\sqrt{w} \geq 0,15$ (*)
0,1	1,9	1,2	0,7
0,2	1,8	1,2	0,8
0,3	1,7	1,2	0,8
0,4	1,7	1,1	0,8
0,5	1,6	1,1	0,8
0,75	1,6	1,5	1,4

(*) d expresso em metros e w em quilonewtons por metro quadrado

A força global actuante na estrutura, normalmente ao seu plano, é dada por:

$$F = \delta_f w A_1$$

No caso de a estrutura ser formada por barras de mais do que um dos tipos anteriormente indicados, a força global actuante pode ser estimada pela expressão:

$$F = w (\delta_{fa}A_a + \delta_{fc1}A_{c1} + \delta_{fc2}A_{c2})$$

em que:

- δ_{fa} — coeficiente de força correspondente às barras de secção angulosa;
- δ_{fc1} — coeficiente de força correspondente às barras de secção circular em regime subcrítico;
- δ_{fc2} — coeficiente de força correspondente às barras de secção circular em regime supercrítico;
- A_a — área efectiva correspondente às barras de secção angulosa;
- A_{c1} — área efectiva correspondente às barras de secção circular em regime subcrítico;
- A_{c2} — área efectiva correspondente às barras de secção circular em regime supercrítico.

Os valores dos coeficientes de força δ_{fa} , δ_{fc1} e δ_{fc2} são obtidos do quadro I-VIII para o índice de cheios λ da estrutura, isto é (ver 3.4.1):

$$\lambda = \frac{A_1}{A_2} = \frac{A_a + A_{c1} + A_{c2}}{A_2}$$

Observe-se que, se o índice de cheios for relativamente baixo, a força sobre a estrutura pode também ser avaliada calculando separadamente as forças que actuam sobre cada uma das barras, supostas, portanto, isoladas.

3.4.3 — Estruturas planas dispostas paralelamente

No caso de estruturas reticuladas planas dispostas paralelamente (como, por exemplo, vigas principais de

pontes), a acção do vento sobre a estrutura de barlavento deve ser determinada de acordo com o indicado em 3.4.2 e, para a estrutura de sotavento, pode ter-se em conta o efeito de protecção que aquela lhe confere.

Para considerar este efeito, quantifica-se no quadro I-IX um factor η — factor de protecção —, que é função do índice de cheios e do tipo de barras que constituem a estrutura de barlavento e do espaçamento entre as estruturas. As forças actuantes na estrutura de sotavento são obtidas, portanto, multiplicando por η as forças para ela calculadas de acordo com o indicado em 3.4.2.

Quadro I-IX

Factores de protecção η para estruturas reticuladas planas dispostas paralelamente

Coeficiente de espaçamento μ	Índice aerodinâmico de cheios φ							
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	$\geq 0,8$
$\leq 1,0$	1,0	0,96	0,90	0,80	0,68	0,54	0,44	0,37
2,0	1,0	0,97	0,91	0,82	0,71	0,58	0,49	0,43
3,0	1,0	0,97	0,92	0,84	0,74	0,63	0,54	0,48
4,0	1,0	0,98	0,93	0,86	0,77	0,67	0,59	0,54
5,0	1,0	0,98	0,94	0,88	0,80	0,71	0,64	0,60
6,0	1,0	0,99	0,95	0,90	0,83	0,75	0,69	0,66

A influência do índice de cheios λ e do tipo de barras da estrutura de barlavento é quantificada através de um coeficiente φ , que se designa por índice aerodinâmico de cheios, definido pela expressão:

$$\varphi = \xi \lambda$$

em que λ é calculado de acordo com a definição dada em 3.4.1 e o coeficiente ξ toma os seguintes valores:

- $\xi = 1,6$ — no caso de estruturas formadas unicamente por barras de secção angulosa;
- $\xi = 1,2$ — no caso de estruturas formadas predominantemente por barras de secção circular em regime subcrítico;
- $\xi = 0,5$ — no caso de estruturas formadas predominantemente por barras de secção circular em regime supercrítico.

Quanto à distância entre as estruturas, a sua influência é considerada através de um coeficiente μ — coeficiente de espaçamento —, dado pelo quociente entre a distância que separa os planos das estruturas e a menor dimensão da figura definida pelo contorno da estrutura; no caso de este contorno não ser rectangular, deve considerar-se um contorno fictício com esta forma, que, para efeito de protecção à estrutura de sotavento, se possa admitir como equivalente.

No caso de existirem mais do que duas estruturas dispostas paralelamente, os factores de protecção η a considerar para as estruturas a sotavento da segunda são iguais ao determinado para esta.

No caso de as estruturas serem dispostas de tal modo que as de sotavento só sejam parcialmente protegidas (por exemplo, em certas pontes enviezadas), a redução dada pelo factor η apenas se aplica às zonas daquelas estruturas efectivamente protegidas.

3.4.4 — Estruturas em forma de torre

Nos quadros I-X, I-XI e I-XII indicam-se os coeficientes de força para o cálculo das acções globais do vento sobre as estruturas reticuladas em forma de torre, de base quadrada ou de base triangular equilátera.

Quadro I-X

Coeficientes de força para torres reticuladas constituídas por barras de secção angular

Índice de cheios da face λ	Torres de base quadrada		Torres de base triangular
	Direcção α_1	Direcção α_2	Direcção α_1 ou α_2
0,1	3,8	4,6	3,1
0,2	3,3	4,0	2,7
0,3	2,8	3,4	2,3
0,4	2,3	2,8	1,9
0,5	2,1	2,5	1,5

Quadro I-XI

Coeficientes de força para torres de base quadrada constituídas por barras de secção circular

Índice de cheios da face λ	Todas as barras em regime subcrítico $d\sqrt{w} < 0,15$ (*)		Todas as barras em regime supercrítico $d\sqrt{w} \geq 0,15$ (*)	
	Direcção α_1	Direcção α_2	Direcção α_1	Direcção α_2
0,05	2,4	2,5	1,1	1,2
0,1	2,2	2,3	1,2	1,3
0,2	1,9	2,1	1,3	1,5
0,3	1,7	1,9	1,4	1,6
0,4	1,6	1,9	1,4	1,6
0,5	1,4	1,9	1,4	1,6

(*) d expresso em metros e w em quilonewtons por metro quadrado

Quadro I-XII

Coeficientes de força para torres de base triangular constituídas por barras de secção circular

Índice de cheios da face λ	Todas as barras em regime subcrítico $d\sqrt{w} < 0,15$ (*)	Todas as barras em regime supercrítico $d\sqrt{w} \geq 0,15$ (*)
	Direcção α_1 ou α_2	Direcção α_1 ou α_2
0,05	1,8	0,8
0,1	1,7	0,8
0,2	1,6	1,1
0,3	1,5	1,1
0,4	1,5	1,1
0,5	1,4	1,2

(*) d expresso em metros e w em quilonewtons por metro quadrado

As forças globais F são dadas pela expressão:

$$F = \delta_f A_1 w$$

em que δ_f é o coeficiente de força cujos valores são indicados nos referidos quadros em função de um índice de cheios λ e A_1 é uma área de referência. Os valores de λ e A_1 devem ser considerados de acordo com o estipulado em 3.4.1, referir-se a uma das faces da estrutura e tomando sempre como plano de projecção um plano paralelo à face.

Os coeficientes δ_f são dados para direcções de incidência do vento correspondentes ao plano normal às faces (direcção α_1) e ao plano bissector do diedro formado por estas (direcção α_2).

No caso de torres formadas por barras sujeitas a diferentes regimes de escoamento, poder-se-ão estimar as forças globais actuantes utilizando um processo idêntico ao indicado em 3.4.2 para as estruturas isoladas em condições análogas.

3.5 — Construções fechadas de forma cilíndrica ou prismática. Coeficientes de força

Indicam-se no quadro I-XIII os coeficientes de força δ_f para a determinação da acção do vento sobre construções totalmente fechadas de forma cilíndrica ou prismática.

Quadro I-XIII

Coeficientes de força para construções fechadas de forma cilíndrica ou prismática

Forma da secção	$d\sqrt{w}$ (*)	Esbelteza h/d					
		≤ 1	2	5	10	20	∞
circular superfície lisa	$< 0,15$	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2
	$\geq 0,15$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6
circular superfície rugosa	qualquer	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2
dodecagonal	$< 0,3$	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3
	$\geq 0,3$	0,7	0,7	0,7	0,8	0,9	1,1
octogonal	qualquer	1,0	1,1	1,2	1,2	1,3	1,4
quadrada	qualquer	1,2	1,3	1,4	1,6	1,8	2,0
	quadrada	qualquer	1,0	1,0	1,1	1,3	1,4
rectangular $d/a = 1/2$	qualquer	0,8	0,9	1,1	1,2	1,3	1,5
	rectangular $d/a = 2$	qualquer	1,3	1,4	1,5	1,7	1,9
$d/a = 1/2$ $r = d/2$	$< 0,08$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4
	$\geq 0,08$	0,2	0,2	0,2	0,3	0,3	0,3
$d/a = 2$ $r = a/2$	$< 0,15$	0,8	0,8	0,9	1,0	1,2	1,6
	$\geq 0,15$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6
rectangular $d/a \leq 1/4$	qualquer	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	1,2
rectangular $d/a \geq 4$	qualquer	1,2	1,3	1,4	1,6	1,8	2,0

(*) d expresso em metros e w em quilonewtons por metro quadrado

Estes coeficientes são função da esbelteza da construção — definida pelo quociente entre a altura h e a dimensão, na direcção normal ao vento, da secção transversal — e do regime do escoamento (caracterizado pelo parâmetro $d\sqrt{w}$ e pela rugosidade das superfícies).

As forças globais F , actuantes na direcção do vento numa faixa de altura h_1 , são calculadas pela expressão:

$$F = \delta_f h_1 d w$$

em que w será tomado com o valor que lhe corresponde para a altura acima do solo a que se situa a faixa considerada.

Os coeficientes são aplicáveis a construções de eixo vertical, de secção uniforme ou fracamente variável em altura, e assentes no solo (ou emergentes de uma superfície com extensão suficiente para lhes conferir condições limites semelhantes às do solo); se esta última condição não se verificar e houver escoamento de ar por baixo da construção (por exemplo, no caso de reservatórios elevados assentes em pilares), poderá

considerar-se, no cálculo da esbelteza, uma altura igual a metade da real. Por outro lado, nos casos em que a construção estiver confinada em ambas as extremidades por superfícies suficientemente extensas relativamente à secção transversal da construção, deverá considerar-se que a esbelteza é infinita.

Note-se que, apesar de os valores dados no quadro I-XIII se referirem a construções fechadas, poderão ser aplicados a construções com aberturas num dos topos, tais como chaminés, desde que o valor da sua esbelteza seja superior a cerca de 10.

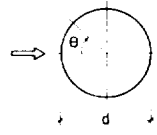
Tal como se refere na parte final do último parágrafo de 3.4.1, nos casos em que os coeficientes são função do regime de escoamento, pode ser necessário proceder a verificações para valores da pressão dinâmica menores do que os valores regulamentares.

3.6 — Construções de forma cilíndrica. Coeficientes de pressão

Apresentam-se no quadro I-XIV coeficientes de pressão exterior que permitem determinar a distribuição das pressões ao longo da directriz de construções de forma cilíndrica de secção recta circular.

Quadro I-XIV
Coeficientes de pressão exterior para construções de forma cilíndrica

Ângulo θ (graus)	Superfície rugosa		Superfície lisa	
	h/d = 10	h/d = 2,5	h/d = 10	h/d = 2,5
	0	+1,0	+1,0	+1,0
10	+0,9	+0,9	+0,9	+0,9
20	+0,7	+0,7	+0,7	+0,7
30	+0,4	+0,4	+0,35	+0,35
40	0	0	0	0
50	-0,5	-0,4	-0,7	-0,5
60	-0,95	-0,8	-1,2	-1,05
70	-1,25	-1,1	-1,4	-1,25
80	-1,2	-1,05	-1,45	-1,3
90	-1,0	-0,85	-1,4	-1,2
100	-0,8	-0,65	-1,1	-0,85
120	-0,5	-0,35	-0,6	-0,4
140	-0,4	-0,3	-0,35	-0,25
160	-0,4	-0,3	-0,35	-0,25
180	-0,4	-0,3	-0,35	-0,25



Estes coeficientes são aplicáveis a cilindros de eixo vertical (caso de chaminés e silos), ou de eixo horizontal (caso de alguns tipos de reservatórios), desde que neste último caso a distância entre o solo e a geratriz inferior do cilindro não seja menor que o diâmetro deste. A direcção de actuação do vento é considerada perpendicular ao eixo do cilindro, e supõe-se que o regime do escoamento é supercrítico ($d\sqrt{w} \geq 0,15$), condição que é, aliás, satisfeita em geral para este tipo de construções.

Um dos parâmetros de que dependem os coeficientes de pressão é a relação h/d , entre o comprimento do cilindro e o seu diâmetro. No caso de o escoamento do ar poder processar-se livremente sobre ambos os topos do cilindro (caso que não sucede, por exemplo, para cilindros directamente assentes no solo), o valor de h a considerar para efeitos da relação h/d deve ser metade do comprimento do cilindro.

No caso de estas construções apresentarem aberturas nos topos, poderá estimar-se a pressão interior através de coeficientes de pressão interior δ_{pi} com os seguintes valores:

- Para cilindros em que $h/d \geq 0,3 \dots \delta_{pi} = -0,8$
- Para cilindros em que $h/d < 0,3 \dots \delta_{pi} = -0,5$

3.7 — Perfis, fios e cabos. Coeficientes de força

Nos quadros I-XV, I-XVI e I-XVII apresentam-se coeficientes de força para determinar a acção do vento sobre perfis, fios e cabos.

Quadro I-XV
Coeficientes de força para perfis de secção angular e comprimento infinito

α	δ_{fx}	δ_{fy}	δ_{fx}	δ_{fy}	δ_{fx}	δ_{fy}	δ_{fx}	δ_{fy}	δ_{fx}	δ_{fy}
0°	+1,9	+0,95	+1,8	+1,8	+1,75	+0,1	+1,6	0	+2,0	0
45°	+1,8	+0,8	+2,1	+1,8	+0,85	+0,85	+1,5	-0,1	+1,2	+0,9
90°	+2,0	+1,7	-1,9	-1,0	+0,1	+1,75	-0,95	+0,7	-1,6	+2,15
135°	-1,8	-0,1	-2,0	+0,3	-0,75	+0,75	-0,5	+1,05	-1,1	+2,4
180°	-2,0	+0,1	-1,4	-1,4	-1,75	-0,1	-1,5	0	-1,7	$\pm 2,1$

Quadro I-XVI

Coeficientes de força para perfis de secção circular e comprimento infinito

Regime de escoamento	$d\sqrt{w}$ (*)	δ_f
Subcrítico	$d\sqrt{w} < 0,15$	1,2
Supercrítico	$0,15 \leq d\sqrt{w} < 0,3$	0,6
	$0,3 \leq d\sqrt{w} < 0,8$	0,7
	$d\sqrt{w} \geq 0,8$	0,8

(*) d expresso em metros e w em quilnewtons por metro quadrado

Quadro I-XVII

Coeficientes de força para fios e cabos de comprimento infinito

	$d\sqrt{w}$ (*)	Características da superfície	δ_f
Fios	—	—	1,2
Cabos	< 0,015	cordões finos	1,2
		cordões grossos	1,3
	$\geq 0,015$	cordões finos	0,9
		cordões grossos	1,1

(*) d expresso em metros e w em quilnewtons por metro quadrado

Estes coeficientes referem-se a elementos de comprimento infinito do ponto de vista da resistência aerodinâmica.

No quadro I-XVIII indicam-se factores de correcção dos coeficientes de força a utilizar no caso de elementos com comprimento não infinito.

Quadro I-XVIII
Factores de correcção ρ dos coeficientes de força para perfis, fios e cabos de comprimento não infinito

	Relação comprimento / dimensão transversal l/a (*)							
	2	5	10	20	40	50	100	∞
Secção angular	0,62	0,66	0,69	0,81	0,87	0,90	0,95	1,0
Secção circular em regime supercrítico	0,80	0,80	0,82	0,90	0,98	0,99	1,0	1,0
Secção circular em regime subcrítico	0,58	0,62	0,68	0,74	0,82	0,87	0,98	1,0

(*) a é a dimensão transversal da projecção do perfil num plano normal à direcção do vento

Considera-se em todos os casos que a incidência do vento é normal no eixo longitudinal das peças. Quando os coeficientes de força dependem do valor do parâmetro $d\sqrt{w}$, deve verificar-se para que valores da pressão dinâmica se obtêm as forças mais desfavoráveis.

O cálculo da acção do vento sobre perfis de secção angular, de acordo com os coeficientes de força indicados no quadro I-XV, é efectuado decompondo a força global resultante em duas componentes ortogonais F_x e F_y , relativamente às quais se definem coeficientes de força parciais δ_{fx} e δ_{fy} .

As forças F_x e F_y , por unidade de comprimento do perfil, são dadas por:

$$F_x = \delta_{fx} b w$$

$$F_y = \delta_{fy} b w$$

em que b é a dimensão indicada nas figuras do quadro I-XV e w é a pressão dinâmica.

Os sinais + e - atribuídos aos coeficientes δ_{fx} e δ_{fy} indicam, respectivamente, no referido quadro, que as forças correspondentes têm o sentido representado nas figuras ou o sentido contrário.

Os coeficientes indicados nos quadros I-XVI e I-XVII permitem calcular a força actuante por unidade de comprimento do elemento, normal ao eixo deste, pela expressão:

$$F = \delta_f d w$$

em que d é o diâmetro da secção transversal e w é a pressão dinâmica do vento. No quadro I-XVI, os valores apresentados referem-se a perfis com superfície lisa ou com rugosidade cuja dimensão não exceda 1 % do diâmetro.

Os coeficientes de força aplicáveis a elementos com comprimento não infinito podem ser estimados multiplicando os coeficientes de força relativos a elementos com comprimento infinito pelos factores de correcção ρ indicados no quadro I-XVIII.

Quando uma das extremidades do elemento está ligada a uma placa ou a uma parede, de tal forma que o livre escoamento do ar em torno da referida extremidade é impedido, deverá duplicar-se a relação l/a para a determinação do factor ρ . Quando as duas extremidades do elemento se encontram nas condições atrás referidas, o elemento deverá ser considerado como tendo comprimento infinito.

3.8 — Pontes. Coeficientes de força

A diversidade de formas aerodinâmicas que podem assumir os diversos elementos das pontes torna difícil a apresentação sistemática dos correspondentes coeficientes de força, pelo que haveria, em princípio, que recorrer a bibliografia especializada ou a ensaios em túnel aerodinâmico.

No entanto, no caso de pontes cujos elementos possam ser considerados aerodinamicamente semelhantes àqueles cujos coeficientes de força são apresentados nas secções anteriores, poder-se-ão adoptar estes coeficientes para a determinação da acção do vento.

Assim, por exemplo, os valores dos coeficientes de força apresentados em 3.5 poderão ser utilizados no caso de pilares cheios e os indicados em 3.4 e 3.7 no caso de pilares reticulados. De igual modo, para a determinação da acção do vento sobre o tabuleiro e outros elementos da superestrutura ou a ela associados (guardas, postes de iluminação) poderão também utilizar-se os coeficientes anteriormente indicados, convenientemente escolhidos. Se o tabuleiro for do tipo laje-vigada ou viga-caixão, poderá, por simplificação, considerar-se que os coeficientes de força são os correspondentes à superfície prismática cuja secção rectangular é envolvente da secção do tabuleiro.

Nos casos em que houver que considerar a acção do vento sobre os veículos que circulam nas pontes, tal acção poderá ser determinada admitindo coeficientes de força iguais a 1,5.

ANEXO II

Elementos para a quantificação da acção da neve

Quadro II-1
Coeficientes μ para coberturas isoladas

Forma da cobertura	β (graus)	Distribuição da carga	Valores de μ
	$0 \leq \beta \leq 30$		$\mu = 0,8$
	$30 < \beta < 60$		$\mu = 0,8 \frac{60 - \beta}{30}$
	$\beta \geq 60$		$\mu = 0$
	$0 \leq \beta \leq 15$		$\mu_1 = \mu_2 = 0,8$
	$15 < \beta \leq 30$		$\mu_1 = 0,8 \frac{15 - \beta}{30}$
	$30 < \beta < 60$		$\mu_1 = 1,2 \frac{60 - \beta}{30}$
	$\beta \geq 60$		$\mu_2 = 0,8 \frac{60 - \beta}{30}$
	$0 \leq \beta \leq 30$		$\mu_1 = 0,8 \frac{20 + \beta}{20}$
	$\beta > 30$		$\mu_2 = 0,8 \frac{30 - \beta}{30}$
	$0 \leq \beta \leq 15$ (*)		$\mu_1 = 2,0$
	$\beta > 15$ (**)		$\mu_2 = 0$

(*) Para efeitos práticos a condição $\beta = 15^\circ$ pode ser substituída por $l/b = 1/15$
(**) Deve considerar-se também a distribuição uniforme com $\mu = 0,8$

Quadro 11-II
Coeficientes μ para coberturas múltiplas

Forma da cobertura	β (graus)	Distribuição da carga	Valores de μ
	$0 \leq \beta \leq 30$		$\mu_1 = 0,8 \frac{20 + \beta}{20}$
	$\beta > 30$		$\mu_1 = 2,0$ $\mu_2 = 0$
	$0 \leq \beta \leq 30$		$\mu_1 = 0,8 \frac{20 + \beta}{20}$
	$\beta > 30$		$\mu_1 = 2,0$ $\mu_2 = 0$

ANEXO III

Elementos para a quantificação da acção dos sismos

1 — Zonamento do território continental

A delimitação das zonas sísmicas do território continental, a que se refere o artigo 28.º do presente Regulamento, é indicada no mapa da figura III-1, no qual se assinalam as sedes dos concelhos que confinam com os limites das zonas.

Os concelhos pertencentes a cada uma das zonas são os que constam das listas seguintes:

Zona A

Albufeira, Alcácer do Sal, Alcochete, Alcoutim, Alenquer, Aljezur, Aljustrel, Almada, Almodôvar, Alvitto, Amadora, Arruda dos Vinhos, Azambuja, Barreiro, Beja, Benavente, Bombarral, Cadaval, Cartaxo, Cascais, Castro Marim, Castro Verde, Coruche, Cuba, Faro, Ferreira do Alentejo, Grândola, Lagoa, Lagos, Lisboa, Loulé, Loures, Lourinhã, Mafra, Mértola, Moita, Monchique, Montemor-o-Novo, Montijo, Odemira, Oeiras, Olhão, Ourique, Palmela, Portimão, Salvaterra de Magos, Santiago do Cacém, São Brás de Alportel, Seixal, Sesimbra, Setúbal, Silves, Sines, Sintra, Sobral de Monte Agraço, Tavira, Torres Vedras, Vendas Novas, Viana do Alentejo, Vila do Bispo, Vila Franca de Xira e Vila Real de Santo António.

Zona B

Abrantes, Alandroal, Alcanena, Alcobaça, Almeirim, Alpiarça, Alter do Chão, Alvaiázere, Arraiolos, Arronches, Avis, Barrancos, Batalha, Borba, Caldas da Rainha, Campo Maior, Castelo de Vide, Chamusca, Constância, Crato, Elvas, Entroncamento, Estremoz, Évora, Ferreira do Zêzere, Fronteira, Gavião, Golegã, Leiria, Mação, Marinha Grande, Marvão, Monforte, Mora, Moura, Mourão, Nazaré, Nisa, Óbidos, Peniche, Pombal, Ponte de Sor, Portalegre, Portel, Porto de Mós, Redondo, Reguengos de Monsaraz, Rio Maior, Santarém, Sardoal, Serpa, Sousel, Tomar, Torres Novas, Vidigueira, Vila de Rei, Vila Nova da Barquinha, Vila Nova de Ourém e Vila Viçosa.

Zona C

Águeda, Albergaria-a-Velha, Anadia, Ansião, Arganil, Arouca, Aveiro, Belmonte, Cantanhede, Carregal do Sal, Castanheira de Pêra, Castelo Branco, Coimbra, Condeixa-a-Nova, Covilhã, Estarreja, Figueira da Foz, Figueiró dos Vinhos, Fundão, Góis, Gouveia, Idanha-a-Nova, Ílhavo, Lousã, Mangualde, Manteigas, Mealhada, Mira, Miranda do Corvo, Montemor-o-Velho, Mortágua, Murtosa, Nelas, Oleiros, Oliveira de Azeméis, Oliveira do Bairro, Oliveira de Frades, Oliveira do Hospital, Ovar, Pampilhosa da Serra, Pedrógão Grande, Penamacor, Penacova, Penalva do Castelo, Penela, Poença-a-Nova, Sabugal, Santa Comba Dão, São João da Madeira, São Pedro do Sul, Sertão, Seia, Sever do Vouga, Soure, Tábua, Tondela, Vagos, Vale de Cambra, Vila Nova de Poiares, Vila Velha de Ródão, Viseu e Vouzela.

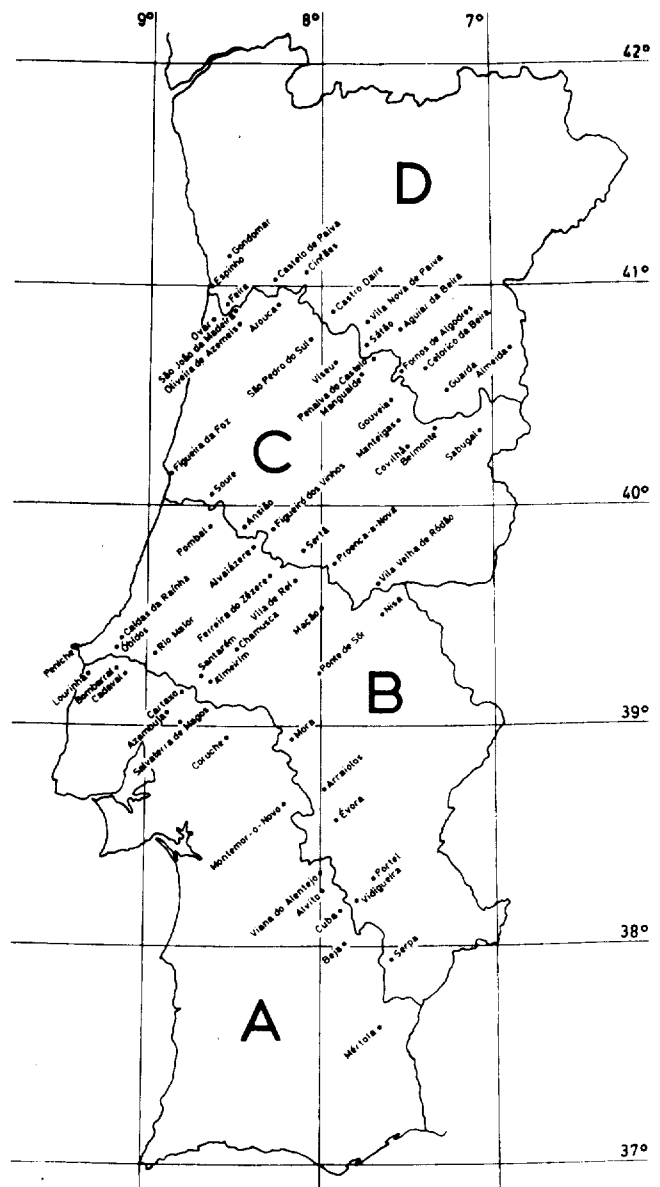


Fig. III-1

Zona D

Aguiar da Beira, Alfândega da Fé, Alijó, Almeida, Amarante, Amares, Arcos de Valdevez, Armamar, Baião, Barcelos, Boticas, Braga, Bragança, Cabeceiras de Basto, Caminha, Carrazeda de Ansiães, Castelo de Paiva, Castro Daire, Celorico da Beira, Celorico de Basto, Chaves, Cinfães, Espinho, Esposende, Fafe, Feira, Felgueiras, Figueira de Castelo Rodrigo, Fornos de Algodres, Freixo de Espada à Cinta, Gondomar, Guarda, Guimarães, Lamego, Lousada, Macedo de Cavaleiros, Maia, Marco de Canaveses, Matosinhos, Meda, Melgaço, Mesão Frio, Miranda do Douro, Mirandela, Mogadouro, Moimenta da Beira, Monção, Mondim de Basto, Montalegre, Murça, Paços de Ferreira, Paredes, Paredes de Coura, Penafiel, Penedono, Peso da Régua, Pinhel, Ponte da Barca, Ponte de Lima, Porto, Póvoa de Varzim, Póvoa de Lanhoso, Resende, Ribeira de Pena, Sabrosa, Santa Marta de Penaguião, Santo Tirso, São João da Pesqueira, Sátão, Sernancelhe, Tabuaço, Tarouca, Terras de Bouro, Torre de Moncorvo, Trancoso, Valença, Valongo, Valpaços, Viana do Castelo, Vieira do Minho, Vila do Conde, Vila Flor, Vila Nova de Cerveira, Vila Nova de Famalicão, Vila Nova de Foz Côa, Vila Nova de Gaia, Vila Nova de Paiva, Vila Pouca de Aguiar, Vila Real, Vila Verde, Vimioso e Vinhais.

2 — Caracterização da acção dos sismos

2.1 — Definição geral

Na determinação dos efeitos da acção dos sismos sobre as estruturas é necessário, em princípio, considerar para esta acção a variabilidade da sua duração e do seu conteúdo em frequências, que dependem, para uma mesma intensidade da acção sísmica, dos valores da magnitude e da distância focal. É suficiente, no entanto, verificar a segurança das estruturas em relação a duas acções sísmicas que representem um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal (acção sísmica tipo 1) e um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal (acção sísmica tipo 2).

A acção dos sismos sobre as estruturas é representada por um conjunto de movimentos do terreno, sendo cada elemento do conjunto um movimento vibratório, variável de ponto para ponto, e provocado pela passagem de ondas dos tipos *P*, *S*, de Rayleigh e de Love; em cada ponto este movimento é uma amostra com dada duração (10 segundos para a acção sísmica tipo 1 e 30 segundos para a acção sísmica tipo 2) de um processo estocástico vectorial gaussiano estacionário que apresenta as seguintes características, referidas a um sistema de eixos X_1 , X_2 e X_3 , directo e ortogonal, em que o eixo X_3 é vertical:

A densidade espectral de potência do movimento segundo os eixos X_1 e X_2 é dada no quadro III-1 para a zona A; para as restantes zonas, as densidades espectrais são obtidas das indicadas no quadro multiplicando-as pelo quadrado dos respectivos coeficientes de sismicidade;

A densidade espectral de potência do movimento segundo o eixo X_3 é quatro nonos da indicada no referido quadro;

A densidade espectral conjunta dos movimentos da base é nula.

Os parâmetros adicionais necessários para caracterizar o movimento poderão ser determinados a partir das amplitudes relativas das ondas *P*, *S*, de Rayleigh e de Love e das suas direcções e velocidades de propagação.

As condições expressas são suficientes para definir convenientemente as vibrações num ponto, independentemente de outras características que o fenómeno

Quadro III-1

Densidades espectrais de potência de aceleração das componentes horizontais para a zona A, $S(f)$

(f : Hz $S(f)$: $(\text{cm/s}^2)^2/\text{Hz}$)

Acção sísmica tipo 1					
Terreno tipo I		Terreno tipo II		Terreno tipo III	
f	$S(f)$	f	$S(f)$	f	$S(f)$
0,04	0	0,03	0	0,02	0
1,05	250	0,9	220	0,75	190
2,1	360	1,8	300	1,5	240
4,2	360	3,6	300	3,0	240
8,4	160	7,2	130	6,0	100
16,8	50	14,4	40	12,0	35
20,0	20	20,0	16	20,0	12

Acção sísmica tipo 2

Terreno tipo I		Terreno tipo II		Terreno tipo III	
f	$S(f)$	f	$S(f)$	f	$S(f)$
0,04	0	0,03	0	0,02	0
0,6	220	0,5	220	0,4	220
1,2	300	1,0	400	0,8	500
2,4	150	2,0	160	1,6	200
4,8	65	4,0	65	3,2	80
9,6	20	8,0	25	6,4	30
20,0	0	20,0	0	20,0	0

NOTAS:

- Para as zonas B, C e D os valores de $S(f)$ indicados no quadro devem ser multiplicados pelo quadrado dos respectivos coeficientes de sismicidade, α (artigo 29º)
- Para frequências intermédias das indicadas no quadro os valores das densidades espectrais devem ser obtidas por interpolação linear

vibratório possa apresentar; salienta-se que, por virtude dessas condições, as características da vibração são independentes da direcção escolhida para os eixos X_1 e X_2 .

A necessidade de se considerar um conjunto de movimentos provém de a resposta das estruturas, principalmente em regime não linear, ser muito sensível a pormenores aparentemente pouco significativos do movimento vibratório, o que exclui a possibilidade de escolher um único movimento para representar a acção sísmica. Na verificação da segurança das estruturas de-

ve considerar-se o valor médio dos efeitos máximos produzidos por cada movimento do terreno pertencente ao conjunto referido.

2.2 — Definição simplificada

Nos casos correntes, em que não se dispõe de informação suficiente para a definição da acção dos sismos segundo o estabelecido em 2.1, podem adoptar-se as simplificações indicadas nas alíneas seguintes, que, em geral, conduzem ainda a uma caracterização satisfatória desta acção:

- a) Em cada ponto pode considerar-se que as densidades espectrais conjuntas dos movimentos segundo quaisquer dois dos eixos referidos em 2.1 são nulas;
- b) Os efeitos da variação espacial do movimento sísmico podem ser quantificados a partir da função de autocorrelação, sendo admissível considerar que, por cada banda de frequências em que o movimento pode ser decomposto, esta função se anula para distâncias da ordem de 2 a 6 comprimentos de onda;
- c) Quando a distância máxima entre quaisquer dois apoios da estrutura for inferior a 100 m é admissível considerar rígida a sua base, substituindo os efeitos da variação espacial por movimentos de rotação adequadamente quantificados.

2.3 — Quantificação por meio de espectros de resposta

No caso de estruturas em que as frequências próprias dos modos de vibração que contribuem de forma significativa para a resposta estão bem separadas (relação entre duas quaisquer frequências situada fora do intervalo 0,67 a 1,5), a acção sísmica pode, simplificada, ser quantificada por espectros de resposta médios. Tais espectros, relativamente às componentes horizontais de translação, são dados, para a zona A, nas figuras III-2, III-3 e III-4; para as restantes zonas, deverão multiplicar-se as ordenadas desses espectros pelos coeficientes de sismicidade respectivos. Os espectros de resposta médios relativos à componente vertical obtêm-se dos anteriores multiplicando por dois terços as respectivas ordenadas. Quanto aos espectros relativos às componentes de rotação, eles deverão ser quantificados adequadamente com base nos espectros apresentados.

A resposta correspondente a cada modo de vibração pode ser obtida por uma ponderação quadrática, efectuada por meio da raiz quadrada da soma dos quadrados da resposta devida a cada um dos espectros pelos quais é quantificada a acção sísmica; por sua vez, a resposta global da estrutura pode ser estimada por uma ponderação análoga das respostas correspondentes a cada modo de vibração.

Observe-se que a quantificação da acção sísmica por meio de espectros de resposta é somente aplicável, em princípio, às estruturas para as quais seja válida a simplificação referida em 2.2, alínea c); ela pode, no entanto, ser ainda utilizada fora desta limitação desde que os efeitos da variação do movimento sísmico de ponto para ponto sejam adequadamente considerados.

ESPECTROS DE RESPOSTA
ZONA A
TERRENO TIPO I

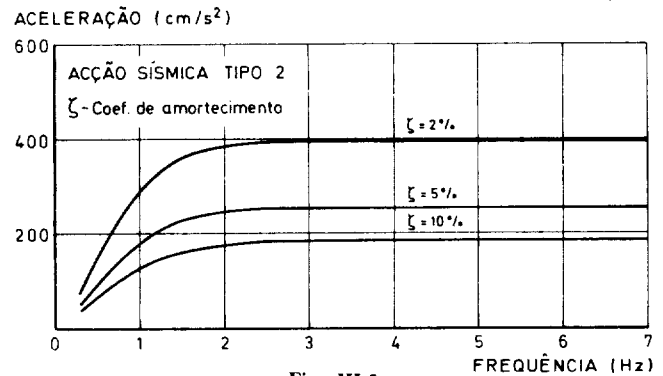
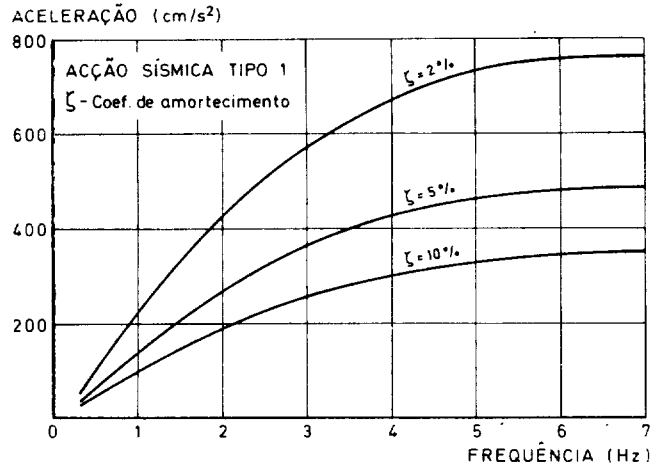


Fig. III-2

ESPECTROS DE RESPOSTA
ZONA A
TERRENO TIPO II

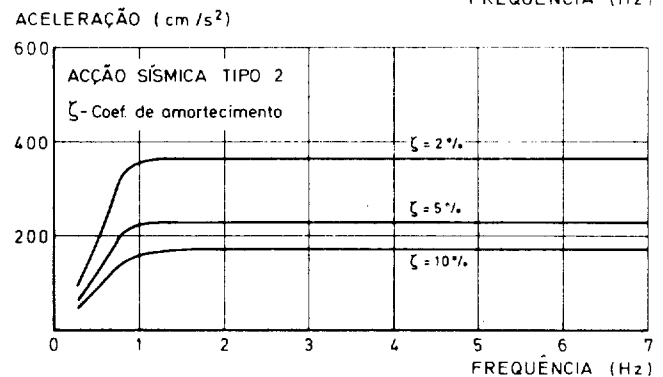
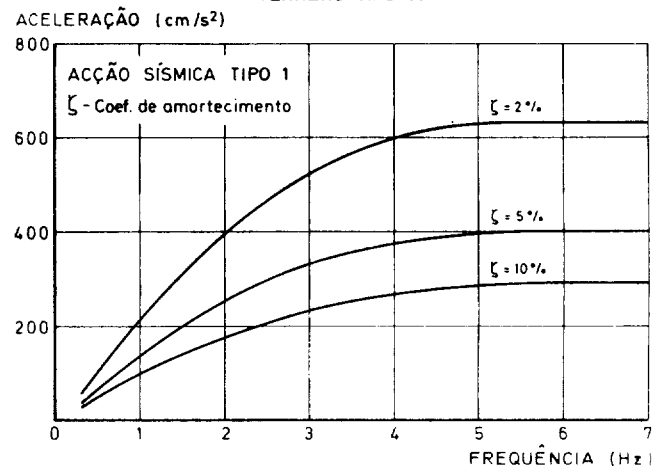


Fig. III-3

ESPECTROS DE RESPOSTA
ZONA A
TERRENO TIPO III

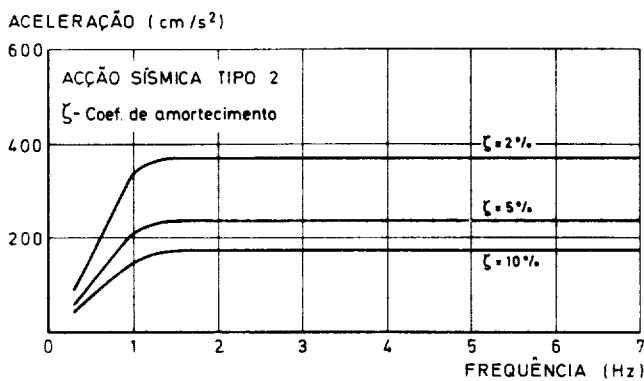
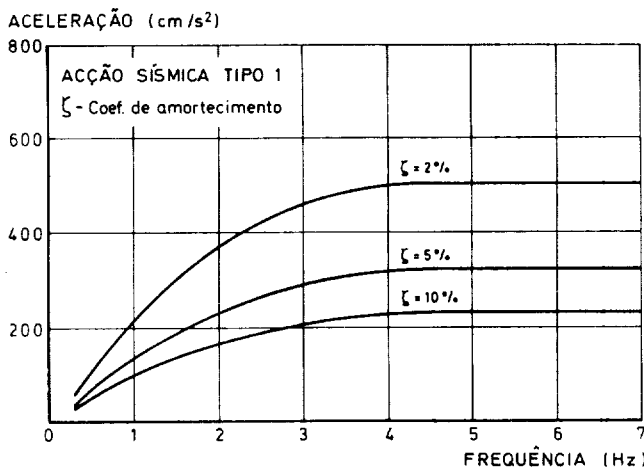


Fig. III-4

REGIÃO AUTÓNOMA DOS AÇORES

GOVERNO REGIONAL

Secretaria Regional dos Assuntos Sociais

Decreto Regulamentar Regional n.º 24/83/A

O Decreto Regulamentar Regional n.º 39/82/A, de 16 de Outubro, criou as condições necessárias para uma adequada aplicação na Região do Decreto-

-Lei n.º 278/82, de 20 de Julho, que regula a integração do pessoal da segurança social no regime jurídico da função pública.

Dado que, por lapso, não foram considerados naquele diploma regional os Serviços de Apoio e Orientação das Casas do Povo, torna-se indispensável fazê-lo agora.

Assim, o Governo Regional decreta, nos termos da alínea b) do artigo 229.º da Constituição, o seguinte:

Artigo único. O artigo 2.º do Decreto Regulamentar Regional n.º 39/82/A, de 16 de Outubro, na parte abaixo expressamente referida, passa a ter a seguinte redacção:

Art. 2.º

Artigo 1.º

(Regime jurídico aplicável)

1 — O pessoal dos Centros de Prestações Pecuniárias de Angra do Heroísmo, Horta e Ponta Delgada, dos Serviços de Apoio e Orientação das Casas do Povo de Angra do Heroísmo, Horta e Ponta Delgada e do Núcleo Coordenador de Prestações Diferidas fica abrangido pelo regime jurídico dos funcionários e agentes da Administração Pública.

Aprovado em Conselho do Governo em 6 de Abril de 1983.

O Presidente do Governo Regional, *João Bosco Mota Amaral*.

Assinado em Angra do Heroísmo em 2 de Maio de 1983.

Publique-se.

O Ministro da República para a Região Autónoma dos Açores, *Tomás George Conceição Silva*.