



DIÁRIO DA REPÚBLICA

PREÇO DESTE NÚMERO — 136\$00

Assinaturas	Anual			Semestral		
	Assina- tura	Correio	Total	Assina- tura	Correio	Total
<i>Diário da República:</i>						
Completa	7 500\$00	2 300\$00	9 800\$00	4 200\$00	1 150\$00	5 350\$00
1.ª, 2.ª ou 3.ª séries	3 000\$00	1 200\$00	4 200\$00	1 700\$00	600\$00	2 300\$00
Duas séries diferentes	5 000\$00	1 800\$00	6 800\$00	2 700\$00	900\$00	3 600\$00
Apêndices	2 500\$00	200\$00	2 700\$00	-	-	-
<i>Diário da Assembleia da República</i>	2 300\$00	900\$00	3 200\$00	-	-	-
<i>Complação dos Sumários do Diário da República</i>	1 200\$00	100\$00	1 300\$00	-	-	-

1 — A assinatura semestral terá início em 1 de Janeiro ou em 1 de Julho.
2 — Preço de página para venda avulso, 2\$; preço por linha de anúncio, 4\$5.
3 — Para os novos assinantes do «Diário da Assembleia da República», o período da assinatura será compreendido de Janeiro a Dezembro de cada ano. Os números publicados em Novembro e Dezembro do ano anterior que completam a legislatura serão adquiridos ao preço de capa.

Toda a correspondência, quer oficial, quer relativa a anúncios e a assinaturas do «Diário da República» e do «Diário da Assembleia da República» deve ser dirigida à Administração da Imprensa Nacional-Casa da Moeda, Rua de D. Francisco Manuel de Melo, 5 — 1092 Lisboa Codex.

7.º SUPLEMENTO

IMPrensa NACIONAL-CASA DA MOEDA

AVISO

Por ordem superior e para constar, comunica-se que não serão aceites quaisquer originais destinados ao «Diário da República» desde que não tragam aposta a competente ordem de publicação, assinada e autenticada com selo branco.

SUMÁRIO

Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes:

Decreto-Lei n.º 349-C/83:

Aprova o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado.

MINISTÉRIO DA HABITAÇÃO, OBRAS PÚBLICAS E TRANSPORTES

Decreto-Lei n.º 349-C/83

de 30 de Julho

No quadro da actividade de actualização da regulamentação técnica de construção, foi oportunamente reconhecida a necessidade de abordar o domínio das estruturas de betão armado e pré-esforçado.

Com efeito, o regulamento até agora em vigor, aprovado pelo Decreto n.º 47 723, de 20 de Maio de 1967 — que corresponde, aliás, a uma etapa muito importante no progresso dos conhecimentos, então em rápida evolução —, além de não contemplar as estruturas de betão pré-esforçado, necessitava de actualização face ao desenvolvimento técnico entretanto verificado. Acresce que a promulgação, pelo Decreto

n.º 235/83, de 31 de Maio, do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, que estabelece as novas condições gerais a observar na verificação da segurança de todos os tipos de estruturas, independentemente da natureza dos materiais constituintes, imporia, por si só, a necessidade de revisão do regulamento de 1967.

O Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado que o presente decreto aprova foi elaborado pela subcomissão específica da Comissão de Instituição e Revisão dos Regulamentos Técnicos do Conselho Superior de Obras Públicas e Transportes, com base em estudos e propostas do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, que participou também de forma muito activa nos trabalhos daquela subcomissão.

Com a promulgação deste Regulamento e do regulamento relativo a segurança e acções, anteriormente referido, passa o meio técnico nacional a dispor, neste domínio, de regulamentação actualizada e perfeitamente harmonizada com as directrizes já adoptadas pelas grandes organizações técnico-científicas internacionais que a tal harmonização têm dedicado a sua actividade.

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 Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, que faz parte integrante do presente diploma.

Art. 2.º São revogados o Regulamento de Estruturas de Betão Armado, aprovado pelo Decreto n.º 47 723, de 20 de Maio de 1967, bem como as alterações e rectificações nele introduzidas pelo Decreto n.º 47 842, de 11 de Agosto de 1967, e pelo Decreto n.º 599/76, de 23 de Julho.

Art. 3.º Durante o prazo de 2 anos a contar da data da publicação do Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de Maio, que aprova o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, pode-

rão ser submetidos à aprovação das entidades competentes projectos elaborados de acordo com a legislação revogada pelo artigo 2.º

Visto e aprovado em Conselho de Ministros de 12 de Maio de 1983. — *Gonçalo Pereira Ribeiro Teles* — *José Carlos Pinto Soromenho Viana Baptista*.

Promulgado em 23 de Maio de 1983.

Publique-se.

O Presidente da República, ANTÓNIO RAMALHO EANES.

Referendado em 30 de Maio de 1983.

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

MEMÓRIA JUSTIFICATIVA

A necessidade de remodelar a regulamentação nacional sobre estruturas de betão armado publicada em 1967 deve-se fundamentalmente à significativa evolução dos conceitos sobre segurança estrutural entretanto verificada, já consagrada, aliás, no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Por outro lado, a carência de regulamentação sobre estruturas de betão pré-esforçado, há muito reconhecida, e a moderna unificação de conceitos que permite englobar no mesmo corpo de conhecimento este material e o betão armado aconselhavam o seu tratamento conjunto no mesmo regulamento.

A evolução da regulamentação portuguesa tem reflectido a actividade internacional neste domínio, principalmente a que é conduzida pelo Comité Euro-international du Béton (CEB), cuja acção tem tido em vista não só o avanço tecnológico, mas, principalmente, a harmonização dos preceitos regulamentares dos diferentes países, acção esta, aliás, em que a contribuição portuguesa tem sido contínua e muito profícua.

Note-se que a publicação do regulamento português de 1967 se seguiu à elaboração da primeira versão das *Recomendações* do CEB, publicada em 1964 e remodelada em 1970 com a introdução de disposições relativas a betão pré-esforçado. Porém, o grande desenvolvimento entretanto verificado nos estudos sobre segurança estrutural evidenciou a conveniência de os princípios gerais relativos a esta matéria constituírem regulamentação específica, aplicável, portanto, a todos os tipos de estruturas, independentemente do material constituinte. Foi esta já a orientação seguida pelo CEB na edição de 1978 das *Recomendações*, profundamente remodelada em relação às anteriores, e que, sob o título genérico de *Système international de réglementation technique unifiée des structures*, é constituída por dois volumes: *Règles unifiées communes aux différents types d'ouvrages et de matériaux* e *Code modèle CEB-FIP pour les structures en béton*.

O presente Regulamento, aplicável às estruturas de betão armado e de betão pré-esforçado, foi elaborado, juntamente com o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, de modo a integrar-se na linha de orientação exposta.

A preparação deste diploma, tal como já sucedera com a do regulamento de 1967, constituiu encargo da Subcomissão do Regulamento de Estruturas de Betão

Armado, da Comissão de Instituição e Revisão dos Regulamentos Técnicos do Conselho Superior de Obras Públicas e Transportes. No entanto, e como tem sido prática habitual, os estudos de base e a preparação de todos os documentos de trabalho foram efectuados pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Antes de se proceder à descrição e justificação — necessariamente sumárias — das principais disposições contidas no Regulamento, convém sublinhar que, devido ao facto de grande número delas constituir inovação, se exige dos utilizadores uma atenção particular para a sua adequada interpretação. Aliás, visando tal objectivo, introduziram-se no texto, sempre que foi julgado útil, comentários ao articulado, com o intuito de esclarecer, justificar ou exemplificar a matéria especificada; estes comentários, impressos em tipo diferente, não constituem, porém, matéria regulamentar.

A apresentação dos diversos aspectos que se julga de interesse focar, feita seguidamente, acompanha a divisão temática do texto.

1 — Disposições gerais

Como já foi referido, o presente Regulamento foi elaborado tendo em atenção a existência do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), com o qual directamente se articula. Consequentemente, é indispensável o conhecimento detalhado do RSA, pois nele estão consignados os princípios fundamentais da segurança que interessam à aplicação do presente Regulamento, nomeadamente critérios de verificação da segurança, definição de estados limites, quantificação e combinação de acções e coeficientes de segurança.

O tratamento conjunto dado aos problemas do betão armado e do betão pré-esforçado justifica-se não só por ser hoje prática corrente a utilização de armaduras ordinárias e de armaduras de pré-esforço desempenhando no mesmo elemento idêntica função resistente, mas também porque as teorias do comportamento do betão armado são facilmente generalizáveis ao betão pré-esforçado.

Quanto ao campo de aplicação do Regulamento, para além da extensão ao betão pré-esforçado, ele é praticamente idêntico ao do regulamento anterior, havendo no entanto a registar que são pela primeira vez tratados os problemas ligados com a segurança em relação à fadiga e bastante aperfeiçoados os aspectos relativos ao comportamento das estruturas sob a acção dos sismos; foi ainda dado maior desenvolvimento aos capítulos relativos a disposições construtivas e a execução e controle.

A não inclusão no Regulamento de regras específicas para estruturas em que se utilizem betões leves ou muito densos, estruturas mistas aço-betão e certos tipos de estruturas pré-esforçadas justifica-se em face da pequena importância ou frequência que o emprego de tais técnicas assume ainda no País; o mesmo se passa, de certo modo, relativamente a estruturas sujeitas a acções térmicas intensas.

Não se julgou oportuno tratar também da acção do fogo sobre as estruturas, pois tal problema deve ser articulado com a regulamentação geral de segurança contra incêndio que vier a ser promulgada no País.

No que se refere ao problema das competências e responsabilidades dos intervenientes no projecto e na

direcção das obras, entendeu-se que tal matéria — porque envolve aspectos predominantemente jurídico-profissionais e não apenas técnicos — deve ser objecto de legislação específica, de âmbito generalizado a estruturas dos diversos tipos e materiais, e que reflecta devidamente um justo equilíbrio entre os interesses dos diversos intervenientes no processo construtivo e os interesses da colectividade. Estas as razões por que a redacção dos correspondentes artigos do Regulamento é feita por mera referência genérica a tal legislação, que, no entanto, carece de remodelação e de aperfeiçoamento.

O sistema de unidades adoptado no Regulamento é o Sistema Internacional de Unidades (SI), já consagrado em norma portuguesa, e que é de utilização cada vez mais generalizada a nível nacional e na literatura técnica e regulamentar estrangeira e internacional. A simbologia empregada segue as directivas do CEB, é fundada em largo consenso internacional e privilegia na sua formação as designações em língua inglesa.

2 — Segurança e acções

Os critérios de segurança adoptados, por força aliás do estabelecido no RSA, não diferem conceptualmente dos critérios utilizados na regulamentação anterior, continuando portanto a ser realizada a verificação da segurança em relação aos estados limites; melhorou-se, porém, a concretização de certos estados limites últimos, tais como os de encurvadura e de punção, e atribuiu-se maior importância e desenvolvimento ao estado limite de fendilhação, a fim de cobrir os problemas específicos do betão pré-esforçado.

É de assinalar, no entanto, que a formulação das combinações de acções e a própria quantificação destas foram substancialmente alteradas, dependendo agora de situações da estrutura (em exploração normal ou em certos períodos transitórios), do tipo de estado limite (último ou de utilização), do tipo de acções envolvidas (permanentes, variáveis ou de acidente) e da duração atribuída aos estados limites de utilização (muito curta, curta ou longa); a quantificação das acções necessária para atender aos diversos tipos de combinações assim resultantes é feita no RSA considerando valores característicos e de combinação para os estados limites últimos, e valores raros, frequentes e quase permanentes para os estados limites de utilização.

Houve, naturalmente, que, ainda de acordo com a nova orgânica regulamentar, definir neste Regulamento os valores de acções especialmente ligadas ao betão armado e ao betão pré-esforçado (certas acções reológicas, pré-esforços e suas perdas, coeficientes de comportamento para quantificação de acções sísmicas) e, bem assim, enumerar os estados limites a considerar e estabelecer os valores dos correspondentes coeficientes de segurança.

3 — Materiais

No capítulo referente aos materiais incluem-se as disposições relativas ao betão, às armaduras ordinárias e às armaduras de pré-esforço, tendo em vista, fundamentalmente, a definição dos valores de cálculo

das diferentes propriedades mecânicas que devem ser considerados no dimensionamento das estruturas.

No que se refere aos betões, estabeleceu-se um novo escalonamento de classes, que abrange uma gama alargada de resistências, tendo como principal objectivo cobrir as necessidades das estruturas de betão pré-esforçado. Esta classificação dos betões está de acordo com as normas internacionais sobre a matéria, continuando-se, no entanto, a privilegiar a resistência determinada por ensaio de cubos na designação da classe, por ser ainda este tipo de provete o de utilização mais frequente no País.

Foi dado grande desenvolvimento à matéria relativa às propriedades reológicas do betão (retracção e fluência), em virtude da grande importância que tais propriedades têm no comportamento do betão pré-esforçado.

Quanto ao diagrama de cálculo tensões-extensões do betão, adoptou-se o diagrama parábola-rectângulo em vez do diagrama parabólico preconizado pelo regulamento de 1967, por ser esta a tendência geral na moderna regulamentação.

Nas disposições relativas às armaduras ordinárias, em que naturalmente se tiveram em contas as características da produção nacional destes materiais, foram incluídas as redes electrossoldadas e especificadas novas exigências relativamente aos ensaios de dobra e de aderência de varões, e foi abordado o problema da soldabilidade dos aços para efeito da realização de emendas. Quanto aos diagramas de cálculo, adoptou-se para os aços endurecidos a frio um diagrama simplificado bilinear idêntico ao preconizado para os aços laminados a quente, solução que apresenta vantagens de ordem prática, nomeadamente por permitir a utilização do mesmo diagrama para aços com a mesma capacidade resistente, independentemente do seu processo de fabrico.

Manteve-se a orientação do anterior regulamento no que se refere a classificação e homologação das armaduras ordinárias, a efectuar pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Relativamente às armaduras de pré-esforço, o facto de apresentarem uma grande variedade de tipos e características não permitiu, como seria desejável, o seu enquadramento em classes como no caso das armaduras ordinárias. O texto limita-se, por tal motivo, a enunciar as propriedades cuja quantificação interessa directamente ao projecto e a estabelecer os critérios de definição dos diagramas de cálculo a utilizar. Contudo, para relaxação são apresentados elementos que, para as situações mais correntes da prática, permitem quantificar esta propriedade.

4 — Estados limites últimos

O Regulamento estabelece que a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos seja em geral efectuada em termos de esforços, excepto no caso de análise plástica de lajes, em que tal verificação deve em princípio ser feita em termos de acções. Porém, relativamente aos estados limites últimos que envolvem fadiga, o critério adoptado para a verificação da segurança é formulado, aliás como habitualmente, em termos de tensões.

No capítulo relativo à determinação dos esforços resistentes, são abordados de modo sistemático os esforços normais e de flexão, o esforço transversal, o

punçoamento e o momento de torção, bem como a associação destes esforços. Além da consideração do punçoamento, é de assinalar a introdução de algumas inunções significativas relativamente ao esforço transverso e à torção, que traduzem progressos técnicos recentes.

A consideração da encurvadura como estado limite último individualizado e o desenvolvimento dado a esta matéria no Regulamento constituem uma melhoria importante, com directa influência na segurança das estruturas.

5 — Estados limites de utilização

Os estados limites de utilização considerados no Regulamento são o estado limite de fendilhação e o estado limite de deformação.

O estado limite de fendilhação é, em geral, subdividido nos estados limites de descompressão e de largura de fendas, que devem ser escolhidos, em cada caso, em função do tipo de combinação de acções, da agressividade do meio ambiente e da sensibilidade das armaduras à corrosão.

Salienta-se a importância dos estados limites de fendilhação no dimensionamento das estruturas de betão pré-esforçado, uma vez que, impondo-se sempre para tais estruturas uma verificação da segurança em relação ao estado limite de descompressão, tal condiciona directamente o valor do pré-esforço a aplicar. Já em relação às estruturas de betão armado, a verificação da segurança relativamente à fendilhação pode em geral continuar a limitar-se, como no regulamento anterior, a que as armaduras satisfaçam determinadas disposições construtivas.

Quanto ao estado limite de deformação, são apresentados os critérios gerais para o cálculo das deformações e estabelecidos alguns valores para as flechas máximas de vigas e lajes de estruturas correntes. Por outro lado, o Regulamento estipula relações entre o vão e a altura dos elementos flectidos, cuja observância é suficiente, em muitas situações práticas, para garantir a segurança em relação a este estado limite.

6 — Disposições de projecto e disposições construtivas

Nos capítulos relativos às disposições de projecto e construtivas são tratados os problemas gerais das armaduras, os problemas específicos de diferentes tipos de elementos estruturais e incluídas regras com vista a melhorar a ductilidade das estruturas perante as acções sísmicas.

No que se refere às armaduras, salienta-se, para além de inclusão das disposições relativas às armaduras de pré-esforço e às redes electrossoldadas, o desenvolvimento dado às questões relacionadas com amarrações e emendas.

As disposições específicas relativas a elementos estruturais foram elaboradas por forma a abranger a maioria dos tipos de elementos que se apresentam na prática, incluindo-se alguns casos não contemplados no regulamento anterior, tais como lajes fungiformes, paredes, vigas-parede e consolas curtas. Além disso, foi tratado com particular desenvolvimento o problema das zonas dos elementos sujeitas a forças concentradas, tendo especialmente em vista o dimensionamento das peças junto das amarrações das armaduras pré-esforçadas.

As disposições relacionadas com a ductilidade das estruturas, com a finalidade de melhorar o seu comportamento perante as acções sísmicas, são abordadas de forma pormenorizada e de acordo com as perspectivas mais recentes de tratamento deste problema. Convém acentuar que o cumprimento de tais disposições tem incidência directa no dimensionamento em relação às acções sísmicas, pois elas conferem às estruturas melhor capacidade de absorção de energia, permitindo assim tirar maior partido do seu comportamento não linear.

7 — Execução dos trabalhos e garantia de qualidade

Relativamente a regras de execução dos trabalhos, são estipuladas tolerâncias correspondentes às dimensões das secções dos elementos e ao posicionamento das armaduras e tratados os problemas mais importantes ligados à execução dos moldes e cimbres, às operações de descimbramento e à montagem e protecção das armaduras ordinárias e de pré-esforço, bem como questões específicas relacionadas com a técnica de aplicação do pré-esforço. Os assuntos referentes a fabrico, colocação e cura do betão são apenas enunciados, pois o seu tratamento é feito com o desenvolvimento adequado no Regulamento de Betões e Ligantes Hidráulicos.

Com a inclusão de um capítulo relativo a garantia de qualidade, procurou-se, fundamentalmente, estabelecer metodologia e definir os principais conceitos sobre tal matéria numa base internacionalmente aceite, enunciando-se os princípios gerais que deverão informar a elaboração dos cadernos de encargos, em particular no que respeita aos controlos preliminares e de conformidade e à recepção e manutenção das obras.

Lisboa, Março de 1983. — A Subcomissão: *Júlio Ferry do Espírito Santo Borges — Vitor Manuel Vieira Anastácio Monteiro — António Maria Pereira Teixeira Coelho — António Mexia Heitor — António Rebelo Franco e Abreu — Armando de Araújo Martins Campos e Matos — Artur Pinto Ravara — Edgar António de Mesquita Cardoso — Fernando Vasco Costa — †Francisco Jacinto Sarmiento Correia de Araújo — Joaquim Augusto Ribeiro Sarmiento — Joaquim Campos dos Santos Viseu — Joaquim da Conceição Sampaio — João d'Arga e Lima — Jorge Manuel Garcia da Fonseca Perloiro — Manuel Agostinho Duarte Gaspar — Manuel Bravo — Manuel de Pinho Vaz da Silva — Mário Cirilo Neves Castanheta.*

REGULAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO

SUMÁRIO

PRIMEIRA PARTE

Disposições gerais

CAPÍTULO I

Generalidades

- Artigo 1.º — Objecto e campo de aplicação.
 Artigo 2.º — Autoria dos projectos.
 Artigo 3.º — Organização dos projectos.

Artigo 4.º — Verificação e aprovação dos projectos.
 Artigo 5.º — Direcção técnica das obras.
 Artigo 6.º — Simbologia e unidades.

CAPÍTULO II

Concepção das estruturas

Artigo 7.º — Critérios gerais.
 Artigo 8.º — Estruturas sujeitas a acções sísmicas.

CAPÍTULO III

Critérios gerais de segurança

Artigo 9.º — Verificação da segurança.
 Artigo 10.º — Estados limites últimos.
 Artigo 11.º — Estados limites de utilização.

CAPÍTULO IV

Materiais e suas propriedades

A — Betão

Artigo 12.º — Generalidades.
 Artigo 13.º — Tipos e classes de betões.
 Artigo 14.º — Natureza e dosagem mínima do ligante.
 Artigo 15.º — Tensão de rotura à compressão.
 Artigo 16.º — Tensão de rotura à tracção.
 Artigo 17.º — Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.
 Artigo 18.º — Retracção e fluência.
 Artigo 19.º — Valores de cálculo das tensões de rotura.
 Artigo 20.º — Relações tensões-extensões de cálculo.

B — Armaduras ordinárias

Artigo 21.º — Características gerais.
 Artigo 22.º — Tipos correntes de armaduras ordinárias.
 Artigo 23.º — Classificação e homologação de armaduras ordinárias.
 Artigo 24.º — Módulo de elasticidade.
 Artigo 25.º — Relações tensões-extensões de cálculo.

C — Armaduras de pré-esforço

Artigo 26.º — Características gerais.
 Artigo 27.º — Módulo de elasticidade.
 Artigo 28.º — Relaxação.
 Artigo 29.º — Relações tensões-extensões de cálculo.

CAPÍTULO V

Acções

Artigo 30.º — Generalidades.
 Artigo 31.º — Variações de temperatura.
 Artigo 32.º — Retracção do betão.
 Artigo 33.º — Acção dos sismos.
 Artigo 34.º — Acções de pré-esforço.

CAPÍTULO VI

Pré-esforços

Artigo 35.º — Generalidades.
 Artigo 36.º — Valor máximo do pré-esforço na origem.
 Artigo 37.º — Perdas instantâneas devidas a atritos ao longo das armaduras.
 Artigo 38.º — Perdas instantâneas devidas à deformação do betão.
 Artigo 39.º — Perdas instantâneas nos dispositivos de amarração.
 Artigo 40.º — Outras perdas instantâneas de pré-esforço.
 Artigo 41.º — Pré-esforço inicial.
 Artigo 42.º — Perdas diferidas resultantes da retracção e fluência do betão e da relaxação das armaduras.
 Artigo 43.º — Pré-esforço final.
 Artigo 44.º — Valores característicos do pré-esforço.
 Artigo 45.º — Transmissão do pré-esforço ao betão.

SEGUNDA PARTE

Verificação da segurança

CAPÍTULO VII

Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência

A — Regras de verificação da segurança

Artigo 46.º — Generalidades.
 Artigo 47.º — Verificação da segurança em termos de esforços.
 Artigo 48.º — Verificação da segurança de lajes em termos de acções.

B — Esforços actuantes

Artigo 49.º — Estruturas reticuladas.
 Artigo 50.º — Lajes.
 Artigo 51.º — Estruturas de outros tipos.

C — Esforços resistentes

Artigo 52.º — Esforços normais e de flexão.
 Artigo 53.º — Esforço transversal.
 Artigo 54.º — Punçoamento.
 Artigo 55.º — Esforço de torção.
 Artigo 56.º — Esforço de torção associado a flexão ou a esforço transversal.

CAPÍTULO VIII

Verificação da segurança em relação ao estado limite último de encurvadura

A — Disposições gerais

Artigo 57.º — Generalidades.
 Artigo 58.º — Estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis.
 Artigo 59.º — Esbelteza dos pilares. Comprimento efectivo de encurvadura.
 Artigo 60.º — Verificação da segurança das estruturas.

B — Verificação da segurança dos pilares

Artigo 61.º — Critérios de verificação da segurança.
 Artigo 62.º — Momentos actuantes nas secções críticas.
 Artigo 63.º — Excentricidades adicionais.
 Artigo 64.º — Limites de esbelteza.

CAPÍTULO IX

Verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização

A — Disposições gerais

Artigo 65.º — Generalidades.
 Artigo 66.º — Regras de verificação da segurança.

B — Fendilhação

Artigo 67.º — Agressividade do ambiente e sensibilidade das armaduras à corrosão.
 Artigo 68.º — Estados limites de fendilhação a considerar.
 Artigo 69.º — Estado limite de descompressão.
 Artigo 70.º — Estado limite de largura de fendas.
 Artigo 71.º — Verificação da tensão máxima de compressão.

C — Deformação

Artigo 72.º — Estados limites de deformação a considerar.
 Artigo 73.º — Determinação das deformações.

TERCEIRA PARTE

**Disposições de projecto
e disposições construtivas**

CAPÍTULO X

Disposições gerais relativas a armaduras

- Artigo 74.º -- Armaduras principais e secundárias.
 Artigo 75.º -- Utilização conjunta de aços de tipos diferentes.
 Artigo 76.º -- Agrupamento das armaduras.
 Artigo 77.º -- Distância mínima entre armaduras.
 Artigo 78.º -- Recobrimento mínimo das armaduras.
 Artigo 79.º -- Curvatura máxima das armaduras.
 Artigo 80.º -- Aderência das armaduras ao betão.
 Artigo 81.º -- Amarração de varões de armaduras ordinárias.
 Artigo 82.º -- Amarração de redes electrossoldadas.
 Artigo 83.º -- Amarração de armaduras de pré-esforço.
 Artigo 84.º -- Emenda de varões de armaduras ordinárias.
 Artigo 85.º -- Emenda de redes electrossoldadas.
 Artigo 86.º -- Emenda de armaduras de pré-esforço.

CAPÍTULO XI

Disposições relativas a elementos estruturais**A -- Vigas**

- Artigo 87.º -- Vão teórico.
 Artigo 88.º -- Largura do banzo comprimido das vigas em T.
 Artigo 89.º -- Altura mínima.
 Artigo 90.º -- Armadura longitudinal mínima e máxima.
 Artigo 91.º -- Espaçamento máximo dos varões da armadura longitudinal.
 Artigo 92.º -- Interrupção da armadura longitudinal.
 Artigo 93.º -- Armadura longitudinal nos apoios.
 Artigo 94.º -- Armadura de esforço transverso.
 Artigo 95.º -- Armadura de torção.
 Artigo 96.º -- Armadura de alma.
 Artigo 97.º -- Armadura de ligação dos banzos à alma.
 Artigo 98.º -- Armadura de suspensão. Apoios indirectos.
 Artigo 99.º -- Armadura para absorção de forças de desvio.

B -- Lajes maciças

- Artigo 100.º -- Generalidades.
 Artigo 101.º -- Vão teórico.
 Artigo 102.º -- Espessura mínima.
 Artigo 103.º -- Lajes armadas numa só direcção sujeitas a cargas concentradas.
 Artigo 104.º -- Armadura principal mínima.
 Artigo 105.º -- Espaçamento máximo dos varões da armadura principal.
 Artigo 106.º -- Interrupção da armadura principal. Armadura nos apoios.
 Artigo 107.º -- Armadura de esforço transverso.
 Artigo 108.º -- Armadura de distribuição das lajes armadas numa só direcção.
 Artigo 109.º -- Armadura nos bordos livres.
 Artigo 110.º -- Armadura de punçoamento.
 Artigo 111.º -- Armadura das lajes armadas numa só direcção sujeitas a cargas concentradas.

C -- Lajes aligeiradas

- Artigo 112.º -- Generalidades.
 Artigo 113.º -- Vão teórico. Espessura mínima.
 Artigo 114.º -- Largura e espaçamento das nervuras.
 Artigo 115.º -- Espessura mínima da lajeta.
 Artigo 116.º -- Armadura das nervuras.
 Artigo 117.º -- Armadura mínima da lajeta.

D -- Lajes fungiformes

- Artigo 118.º -- Generalidades.
 Artigo 119.º -- Determinação de esforços.

E -- Pilares

- Artigo 120.º -- Dimensões mínimas.
 Artigo 121.º -- Armadura longitudinal.
 Artigo 122.º -- Armadura transversal.

F -- Paredes

- Artigo 123.º -- Generalidades.
 Artigo 124.º -- Espessura mínima.
 Artigo 125.º -- Armadura vertical.
 Artigo 126.º -- Armadura horizontal.
 Artigo 127.º -- Armadura de cintagem.

G -- Vigas-parede

- Artigo 128.º -- Generalidades.
 Artigo 129.º -- Vão teórico. Espessura mínima.
 Artigo 130.º -- Dimensionamento em relação ao momento flector.
 Artigo 131.º -- Dimensionamento em relação ao esforço transverso.
 Artigo 132.º -- Distribuição da armadura principal.
 Artigo 133.º -- Armadura de alma.
 Artigo 134.º -- Armadura de suspensão. Apoios indirectos.

H -- Consolas curtas

- Artigo 135.º -- Generalidades.
 Artigo 136.º -- Critério de dimensionamento.
 Artigo 137.º -- Armadura mínima. Distribuição da armadura.

I -- Zonas de elementos sujeitas a forças concentradas

- Artigo 138.º -- Generalidades.
 Artigo 139.º -- Verificação da pressão local no betão.
 Artigo 140.º -- Tensões de tracção a absorver. Caso de uma só força concentrada.
 Artigo 141.º -- Tensões de tracção a absorver. Caso de várias forças concentradas.

CAPÍTULO XII

**Disposições relativas a estruturas
de ductilidade melhorada**

- Artigo 142.º -- Generalidades.
 Artigo 143.º -- Vigas de pórticos.
 Artigo 144.º -- Pilares.
 Artigo 145.º -- Nós de pórticos.
 Artigo 146.º -- Paredes e diafragmas.

QUARTA PARTE

**Execução dos trabalhos
e garantia de qualidade**

CAPÍTULO XIII

Execução dos trabalhos**A -- Tolerâncias**

- Artigo 147.º -- Generalidades.
 Artigo 148.º -- Dimensões das secções.
 Artigo 149.º -- Posicionamento das armaduras ordinárias.
 Artigo 150.º -- Posicionamento das armaduras de pré-esforço.
 Artigo 151.º -- Recobrimento das armaduras.

B -- Moldes e cimbres

- Artigo 152.º -- Características gerais dos moldes e cimbres.
 Artigo 153.º -- Desmoldagem e descimbramento.

C -- Armaduras ordinárias

- Artigo 154.º -- Transporte e armazenamento das armaduras.
 Artigo 155.º -- Corte e dobragem de varões.

- Artigo 156.º — Soldadura de varões.
 Artigo 157.º — Emenda e amarração de varões.
 Artigo 158.º — Montagem e colocação das armaduras.

D — Armaduras de pré-esforço

- Artigo 159.º — Transporte e armazenamento das armaduras.
 Artigo 160.º — Corte e dobragem das armaduras.
 Artigo 161.º — Emenda e amarração das armaduras.
 Artigo 162.º — Montagem e colocação das armaduras.
 Artigo 163.º — Bainhas.

E — Fabrico, colocação e cura do betão

- Artigo 164.º — Fabrico e colocação do betão.
 Artigo 165.º — Cura do betão.

F — Operações de pré-esforço

- Artigo 166.º — Operações preliminares.
 Artigo 167.º — Aplicação do pré-esforço.
 Artigo 168.º — Protecção das armaduras.
 Artigo 169.º — Caldas de injeção.
 Artigo 170.º — Injecção das bainhas.

CAPITULO XIV

Garantia de qualidade

- Artigo 171.º — Generalidades.
 Artigo 172.º — Controles preliminares.
 Artigo 173.º — Controlo de produção.
 Artigo 174.º — Controlo de conformidade.
 Artigo 175.º — Recepção.
 Artigo 176.º — Manutenção.

- ANEXO I — Retracção e fluência do betão.
 ANEXO II — Fadiga.
 ANEXO III — Simbologia.

PRIMEIRA PARTE

Disposições gerais

CAPÍTULO I

Generalidades

Artigo 1.º — Objecto e campo de aplicação

1.1 — O presente Regulamento estabelece as regras a observar no projecto e na execução de estruturas de betão armado e de betão pré-esforçado, tendo como base os critérios gerais de segurança definidos no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).

1.2 — Este Regulamento não tem em vista as estruturas cuja utilização implique exposição a acções térmicas muito mais intensas do que as de natureza climática, as estruturas mistas aço-betão e as estruturas em que se utilizem betões leves ou betões muito densos; não tem também em vista as estruturas de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes ou aquelas em que o pré-esforço não seja realizado por armaduras traccionadas.

1.3 — Este Regulamento não contempla objectivamente as estruturas em que se utilizem processos de construção industrializados e não tradicionais, cujo

emprego fica condicionado a homologação a conceder, em cada caso, pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

A designação de estruturas de betão pré-esforçado utilizada no Regulamento abrange tanto as estruturas em que se empregam apenas armaduras de pré-esforço como aquelas em que as armaduras pré-esforçadas são utilizadas em conjunto com armaduras ordinárias.

O Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, que passará a designar-se apenas pela sigla RSA, foi promulgado pelo Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de Maio.

A não aplicabilidade do presente Regulamento a estruturas habitualmente sujeitas a temperaturas muito elevadas (superiores a cerca de 80°C) deve-se a que, em tais circunstâncias, podem surgir alterações nas propriedades dos materiais e estados de tensão, cuja importância para o dimensionamento deverá ser julgada, em cada caso, através de consulta a bibliografia especializada. Quanto às designações de «betões leves» e de «betões muito densos», utilizadas no artigo, elas são correntemente aplicadas a betões de massa volumica inferior a 2000 kg/m³ e superior a 2800 kg/m³, respectivamente.

Convém chamar a atenção para que as regras construtivas contidas no Regulamento não cobrem de modo exaustivo todos os tipos de estruturas — quer quanto à sua natureza e tipo de utilização quer quanto aos processos de construção —, tratando apenas as situações mais correntes na prática; os critérios gerais de dimensionamento são no entanto plenamente aplicáveis em todos os casos. Note-se ainda que aquelas regras construtivas, apesar de serem em muitos casos aplicáveis tanto ao betão armado como ao betão pré-esforçado, têm a sua concretização, por vezes, particularmente dirigida às estruturas de betão armado, o que é facilmente perceptível pela própria leitura do texto.

Para efeitos de referência, o presente Regulamento poderá ser designado pela sigla REBAP.

Artigo 2.º — Autoria dos projectos

Os projectos das estruturas de betão armado e betão pré-esforçado devem ser elaborados por técnicos com formação adequada à natureza e importância das obras e para o efeito habilitados pela legislação em vigor.

Artigo 3.º — Organização dos projectos

Os projectos devem conter, devidamente organizadas, as peças escritas e desenhadas necessárias para a justificação do dimensionamento e sua verificação e para a execução da obra. Estes elementos devem ser apresentados de forma suficientemente explícita, para evitar dúvidas na sua interpretação; em particular, a terminologia, a simbologia e as unidades utilizadas devem respeitar as empregadas no presente Regulamento, a menos de explicitação clara nos casos em que tal não for cumprido.

No caso de alterações dos projectos, deve proceder-se à anotação de quais os elementos substituídos e ao aditamento dos elementos necessários, para que do processo fiquem a constar sempre a descrição e a justificação completas da estrutura efectivamente construída.

Artigo 4.º — Verificação e aprovação dos projectos

Os projectos devem ser submetidos a verificação e aprovação das entidades competentes, de acordo com a legislação em vigor.

Artigo 5.º — Direcção técnica das obras

A direcção técnica das obras que envolvam estruturas de betão armado ou de betão pré-esforçado

deve ser exercida por técnicos com formação adequada à natureza e importância das obras e para o efeito habilitados pela legislação em vigor.

Artigo 6.º — Simbologia e unidades

A simbologia utilizada no presente Regulamento é indicada no anexo III.

As unidades em que são expressas as diversas grandezas são as do Sistema Internacional de Unidades (SI).

A simbologia adoptada está de acordo com as regras preconizadas pela International Organization for Standardization na Norma Internacional ISO 3898.

No que se refere às unidades do sistema SI, seguiu-se a Norma Portuguesa NP-1069 e o projecto de norma internacional ISO/DP 4357.

Indicam-se seguidamente algumas das unidades recomendadas:

Massa:

Quilograma kg

Forças (concentradas e distribuídas):

Quilonewton kN

Quilonewton por metro kN/m

Quilonewton por metro quadrado kN/m²

Pesos volúmicos:

Quilonewton por metro cúbico kN/m³

Tensões:

Megapascal MPa

Gigapascal GPa

Momentos:

Quilonewton metro kN.m

Recorda-se ainda que:

1 N = 0,102 kgf;

1 kN = 102 kgf;

1 Pa = 1 N/m²;

1 MPa = 10,2 kgf/cm²;

1 GPa = 10 200 kgf/cm².

CAPÍTULO II

Concepção das estruturas

Artigo 7.º — Critérios gerais

7.1 — As estruturas devem ser concebidas de modo a poderem desempenhar as funções a que se destinam durante o período de vida previsto, com graus de segurança adequados, sem perder de vista os aspectos económicos e, em certos casos, estéticos.

7.2 — Os esquemas estruturais adoptados devem permitir uma leitura clara do seu funcionamento e corresponder a comportamentos previsíveis com suficiente justeza pelas teorias e experiência disponíveis. Deve, além disso, procurar-se que as estruturas não sejam susceptíveis de rotura de tipo frágil ou de colapso generalizado em cadeia, originado pela rotura de um elemento (colapso progressivo).

7.3 — Na concepção das estruturas devem ser devidamente tidas em conta, além das acções previsíveis e das propriedades dos materiais constituintes, as condições ambientes, as características dos terrenos de fundação e os processos construtivos a adoptar. Par-

ticular atenção deve ser dada às acções sísmicas, de acordo com os critérios estipulados no artigo seguinte.

As acções de acidente a que as estruturas possam estar sujeitas (explosão, incêndio, choque de veículos, etc.) devem ser tidas em conta na concepção, sempre que possível, através de medidas tendentes a minimizar, ou mesmo anular, os seus efeitos.

Artigo 8.º — Estruturas sujeitas a acções sísmicas

8.1 — A consideração das acções sísmicas deve reflectir-se na concepção das estruturas, através de medidas especiais tendentes a melhorar o seu comportamento em face deste tipo de acções. Assim, tanto quanto possível, deve procurar-se que:

- As características de rigidez das estruturas sejam ponderadas de tal modo que, por um lado, minimizem as acções sísmicas e, por outro, limitem a ocorrência de grandes deslocamentos;
- As estruturas tenham os seus elementos convenientemente interligados em todas as direcções, de modo a assegurar um eficiente funcionamento de conjunto;
- A disposição dos elementos da estrutura apresente simetria, o mesmo se recomendando relativamente ao conjunto das massas da construção;
- As variações de rigidez e de massas, principalmente em altura, não apresentem grandes descontinuidades;
- As estruturas tenham possibilidade de dissipar energia por deformação não elástica, o que requer adequadas características de ductilidade dos seus elementos.

8.2 — As juntas entre estruturas devem, em princípio, ter largura suficiente para evitar entrechoques durante a ocorrência de um sismo, condição que é particularmente importante no caso de estruturas com características de deformabilidade muito diferentes.

As regras enunciadas neste artigo, embora de carácter muito geral, são no entanto importantes para assegurar às estruturas comportamento satisfatório perante as acções sísmicas.

Como se sabe, as características dinâmicas das estruturas condicionam fortemente a intensidade dos efeitos das acções sísmicas. Em particular, a diminuição da rigidez e, portanto, da frequência própria permite normalmente reduzir esses efeitos. No entanto, há casos em que, devido à natureza particular dos terrenos de fundação, as acções sísmicas apresentam gamas de frequência predominantes, casos estes em que se deve fazer distanciar dessas frequências a frequência própria das estruturas. Por outro lado, a diminuição de rigidez conduz à ocorrência de maiores deslocamentos, facto de que podem resultar danos importantes (mesmo para sismos pouco intensos) ou efeitos secundários que contribuam decisivamente para o colapso da estrutura.

A recomendação relativa à simetria da distribuição dos elementos das estruturas e das massas associadas tem em vista procurar reduzir os efeitos de torção global.

Além disso, a existência de fortes descontinuidades de rigidez conduz a que a dissipação da energia tenda a ser feita principalmente à custa de grandes deformações concentradas nas zonas de transição, o que deve ser atentamente considerado no dimensionamento, não só conferindo aos elementos interessados a necessária ductilidade como tendo em devida conta os eventuais efeitos secundários resultantes.

Note-se ainda que a ductilidade necessária à dissipação de energia por deformação não elástica é mais fácil de obter nos elementos cuja deformação é predominantemente devida a esforços de flexão. Neste sentido, são preconizadas no capítulo XII disposições construtivas tendentes a reduzir a probabilidade de ocorrência de roturas

frágeis, quer por reforço da capacidade resistente em relação ao esforço transversal quer por conveniente cintagem do betão e limitações do esforço normal e das percentagens de armadura.

Finalmente, chama-se a atenção para a importância que desempenham na resistência aos sismos os diafragmas, ou seja, os elementos horizontais, em que uma das principais funções é assegurar a transmissão das forças horizontais entre os elementos verticais da estrutura (pilares ou paredes). Os diafragmas, que no caso de edifícios se identificam, em geral, com os pavimentos, devem ser, portanto, concebidos para desempenhar cabalmente aquela função. Nesta ordem de ideias, as lajes aligeiradas nervuradas numa só direcção poderão, por vezes, não ser suficientemente eficientes.

CAPÍTULO III

Critérios gerais de segurança

Artigo 9.º — Verificação da segurança

A verificação da segurança das estruturas de betão armado e pré-esforçado deve ser efectuada de acordo com os critérios gerais estabelecidos no RSA e tendo em conta as disposições do presente Regulamento.

O RSA quantifica as acções e estabelece os critérios gerais a ter em conta na verificação da segurança das estruturas, independentemente dos materiais que as constituem. Para as estruturas de betão armado e pré-esforçado será portanto necessário objectivar os diversos parâmetros específicos destes materiais, que interessam ao dimensionamento; haverá assim que definir os estados limites, os coeficientes de segurança, certas acções específicas e ainda as propriedades dos materiais, as teorias de comportamento estrutural, as disposições construtivas e as regras de execução.

Note-se que as teorias de comportamento podem ser complementadas ou mesmo, em certos casos, substituídas por ensaios de modelos ou de protótipos. No caso de a aplicação de tais processos experimentais se limitar à determinação dos esforços em regime linear, não se levantam em geral dificuldades quanto à sua interpretação no quadro dos critérios de segurança adoptados; no caso, porém, de esses processos serem conduzidos com vista à determinação directa de capacidades resistentes dos elementos ou das estruturas, o problema da sua interpretação é delicado, pois os valores assim determinados não podem ser considerados como valores de cálculo, havendo necessidade de quantificar devidamente os coeficientes de segurança a adoptar, de modo a conseguir neste dimensionamento segurança equivalente à que se obteria utilizando os processos analíticos.

Artigo 10.º — Estados limites últimos

10.1 — Os estados limites últimos a considerar são:

- Estados limites últimos de resistência — rotura, ou deformação excessiva, em secções dos elementos da estrutura, envolvendo ou não fadiga;
- Estados limites últimos de encurvadura — instabilidade de elementos da estrutura ou instabilidade da estrutura no seu conjunto;
- Estados limites últimos de equilíbrio — perda de equilíbrio de parte ou do conjunto da estrutura considerada como corpo rígido.

10.2 — Para efeitos de verificação da segurança convencionou-se que os estados limites últimos de resistência e de encurvadura correspondem aos valores de cálculo das capacidades resistentes (traduzidas, conforme os casos, por acções, esforços ou tensões) determinados de acordo com as regras estipuladas no presente Regulamento.

Não são abordados neste Regulamento os critérios de verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de equilíbrio, visto não apresentarem aspectos peculiares de tratamento para as estruturas de betão, sendo portanto aplicáveis os critérios para o efeito estabelecidos no RSA.

Quanto aos estados limites últimos de resistência, são tratados os devidos a flexão, a esforço normal, a esforço transversal, a torção e a punção; não são abordados directamente os estados limites por perda de aderência das armaduras ou por cedência das amarrações, pois a simples observância de regras construtivas, dadas no Regulamento, é suficiente para garantir a segurança requerida.

Quanto à verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência devidos a fenómenos de fadiga, dada a especificidade do seu tratamento, não é apresentada no corpo do Regulamento, mas no anexo II.

Artigo 11.º — Estados limites de utilização

11.1 — Os estados limites de utilização a considerar são os estados limites de fendilhação e os estados limites de deformação.

11.2 — Os estados limites de fendilhação a considerar são, consoante os casos, os seguintes:

Estado limite de descompressão — anulamento da tensão normal de compressão devida ao pré-esforço e a outros esforços normais de compressão numa fibra especificada da secção; em geral, a fibra em causa é a fibra extrema, que, sem considerar a actuação do pré-esforço, ficaria mais traccionada (ou menos comprimida) por acção dos restantes esforços;

Estado limite de largura de fendas — ocorrência de fendas cujas larguras, a um dado nível da secção, têm valor característico igual a um valor especificado; em geral, o nível tomado para referência é o das armaduras que, para a combinação de acções em consideração, ficam mais traccionadas.

Os tipos de estados limites de fendilhação que devem ser considerados em cada caso, bem como os parâmetros que os definem, são referidos no artigo 68.º

11.3 — Os estados limites de deformação a considerar são os que correspondem à ocorrência de deformações na estrutura que prejudiquem o desempenho das funções que lhe são atribuídas.

No artigo 72.º são quantificados alguns estados limites de deformação que devem ser considerados nas situações mais correntes.

Além dos estados limites de fendilhação indicados no artigo, poder-se-á ainda definir, de um ponto de vista conceptual, um estado limite de fendilhação intermédio — estado limite de formação de fendas — correspondente a atingir-se na fibra extrema da secção um valor da tensão normal igual a um dado valor da resistência do betão à tracção.

Faz-se ainda notar que o estado limite de largura de fendas considerado diz fundamentalmente respeito a fendilhação transversal às armaduras de elementos sujeitos a esforços normais e de flexão. A limitação da fendilhação de outros tipos, como, por exemplo, a que se desenvolve paralelamente às armaduras longitudinais e a devida a esforços transversos e de torção, é assegurada por disposições construtivas apropriadas.

A verificação da segurança em relação aos estados limites de fendilhação referida neste artigo é normalmente acompanhada por uma verificação complementar relativa à tensão de compressão máxima no betão (ver artigo 71.º), com vista a reduzir a possibilidade de ocorrência de deformações excessivas por fluência do betão ou a fendilhação longitudinal por efeito das tensões transversais de tracção.

No que se refere aos estados limites de deformação, deve notar-se que não é viável definir de uma maneira exaustiva os que devem ser considerados no dimensionamento, pois eles dependem do tipo da estrutura e das condições da sua utilização. Por esta razão é usual quantificar apenas algumas situações mais frequentes, que envolvam flechas de elementos horizontais (ver artigo 72.º). Há, no entanto, casos em que não são as flechas os parâmetros condicionantes mas sim rotações, ou deslocamentos horizontais (ver norma internacional ISO 4356). O projectista deverá, portanto, em cada caso, julgar convenientemente o problema e estabelecer as limita-

ções adequadas, atendendo à finalidade da obra e tendo em conta condicionamentos especiais que porventura lhe tenham sido especificados.

Note-se finalmente que, em certos casos, haverá que considerar outros tipos de estados limites de utilização. Assim, por exemplo, poderá ser necessário limitar as vibrações nas estruturas de forma compatível com as suas condições de utilização, tendo em conta, nomeadamente, o desconforto ou impressão de insegurança dos utilizadores.

CAPÍTULO IV

Materiais e suas propriedades

A — Betão

Artigo 12.º — Generalidades

Os betões a utilizar devem satisfazer as condições estabelecidas no Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos (RBLH) e devem obedecer ao estipulado nos artigos 13.º e 14.º do presente Regulamento.

Artigo 13.º — Tipos e classes de betões

13.1 — Os betões a utilizar devem ser do tipo B. Quando condições especiais de agressividade do ambiente o imponham, devem os betões satisfazer também às exigências correspondentes ao tipo BD.

13.2 — As classes de betões a considerar são as indicadas no quadro I, no qual são também especificados os mínimos a satisfazer pelos valores característicos da tensão de rotura à compressão aos 28 dias de idade, referidos a provetes cúbicos ou a provetes cilíndricos, entendendo-se por valor característico aquele valor cuja probabilidade de não ser atingido é de 5%.

QUADRO I
Classes de betões

Designação da classe	Valor característico mínimo da tensão de rotura por compressão, f_{ck} (MPa)	
	Provetes cúbicos ⁽¹⁾	Provetes cilíndricos ⁽²⁾
B15	15	12
B20	20	16
B25	25	20
B30	30	25
B35	35	30
B40	40	35
B45	45	40
B50	50	45
B55	55	50

⁽¹⁾ Cubos com 20 cm de aresta.

⁽²⁾ Cilindros com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura.

13.3 — Os betões da classe B15 só podem ser utilizados em estruturas de pequena importância; por outro lado, tais betões podem ser dispensados da realização de estudo prévio de composição e de ensaios de recepção desde que seja satisfeita a condição estipulada em 14.2.

13.4 — Não devem ser utilizados betões de classe inferior a B30 em elementos de betão pré-esforçado.

A definição e a designação adoptadas para as classes de betões resultaram de um compromisso entre as orientações propostas pela Norma Internacional ISO 3893 e pelo CEB e a prática tradicional no País, consignada no RBLH, em particular no que se refere ao emprego do provete cúbico de 20 cm de aresta para a determinação da tensão de rotura do betão. Com efeito, as classes de betões propostas pelo CEB são as seguintes:

C12 C16 C20 C25 C30 C35 C40 C45 C50

em que o número designativo da classe corresponde ao valor característico mínimo da tensão de rotura determinado por ensaio de cilindros de 15 cm x 30 cm. A fim de aproximar tanto quanto possível o regulamento português desta orientação, as classes fixadas neste artigo (referidas a cubos) foram escolhidas de modo a corresponderem às definidas pelo CEB.

Chama-se ainda a atenção para que o fabrico de betões de muito elevada resistência exige cuidados peculiares e, portanto, ao ser previsto o emprego de tais betões, há que ter garantia da possibilidade da sua obtenção em obra. Aliás, só em casos muito especiais se justifica a sua utilização.

Artigo 14.º — Natureza e dosagem mínima do ligante

14.1 — O ligante a utilizar deve em geral ser o cimento *portland* normal, podendo no entanto utilizar-se outros cimentos desde que seja tida em conta a eventual alteração das propriedades do betão relativamente às prescritas no presente Regulamento; esta utilização de ligantes de outros tipos pode mesmo tornar-se obrigatória em presença de agentes agressivos, nas condições estipuladas pelo RBLH.

14.2 — A dosagem mínima de ligante deve respeitar o disposto no RBLH. Quando o betão não seja sujeito a estudo prévio de composição ou não seja recepcionado com base em ensaios de verificação, a dosagem de cimento não deve ser inferior a 300 kg por metro cúbico de betão; nestes casos, para efeitos de dimensionamento, o betão deve ser sempre considerado como pertencendo à classe B15.

A natureza e a dosagem do ligante a empregar nas estruturas de betão armado e pré-esforçado são em parte condicionadas pela agressividade do ambiente a que elas estão expostas, pois é necessário assegurar durabilidade suficiente ao betão e às armaduras de forma a não comprometer, no decurso do tempo, a segurança das estruturas; o RBLH trata deste problema para alguns tipos de agressividade do ambiente.

Quanto à condição de dosagem mínima de 300 kg/m³ especificada na parte final de 14.2, ela deve-se fundamentalmente a que é necessário, no caso de deficientes condições de fabrico e controle, procurar assegurar o nível de resistência que se considera no dimensionamento.

Artigo 15.º — Tensão de rotura à compressão

A tensão de rotura do betão à compressão deve ser determinada por ensaios de cubos de 20 cm de aresta ou por ensaios de cilindros de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura.

Na determinação dos valores característicos da tensão de rotura à compressão, necessária à classificação dos betões (ver artigo 13.º), os ensaios devem ser realizados aos 28 dias de idade.

No que se refere à reparação dos provetes e à realização dos ensaios para a determinação das tensões de rotura do betão à compressão, deve ter-se em conta a Norma Portuguesa NP-1383 e a Especificação LNEC E-226. A determinação dos valores característicos a partir dos resultados obtidos nos ensaios deve fazer-se segundo o especificado no RBLH.

A utilização de provetes diferentes dos indicados no artigo poderá justificar-se em casos especiais e desde que seja convenientemente efectuada a necessária conversão de resultados.

Tem por vezes interesse considerar a variação da tensão de rotura do betão com a idade. O conhecimento desta variação deve ser obtido por via experimental, dada a multiplicidade de factores influentes e que são específicos de cada betão. No entanto, quando não se disponha de resultados experimentais e, para o problema em causa, não for necessária grande precisão, poder-se-ão tomar os valores do coeficiente de endurecimento (relação entre as tensões de rotura aos *j* dias e aos 28 dias de idade) indicados no quadro seguinte:

Idade do betão (dias)	3	7	14	28	90	360	∞
Coeficiente de endurecimento	0,40	0,65	0,85	1,00	1,20	1,35	1,45

Faz-se notar que estes valores se referem a betões com composição e condições de fabrico e de cura correntes, e cujo ligante é o cimento *portland* normal de endurecimento corrente.

Artigo 16.º — Tensão de rotura à tracção

Para as aplicações previstas no presente Regulamento, os valores médios e característicos a adoptar para a tensão de rotura do betão à tracção simples aos 28 dias, f_{ctm} e f_{ctk} , correspondentes às classes de betões definidas no artigo 13.º, devem ser os indicados no quadro II.

QUADRO II

Valores médio e característico da tensão de rotura do betão à tracção simples, f_{ctm} e f_{ctk}

(MPa)

Classe do betão	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,5	2,8	3,1	3,4	3,7	4,0
f_{ctk}	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8

Os valores indicadores para f_{ctm} foram obtidos pela seguinte expressão:

$$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$$

em que as tensões são expressas em megapascals e f_{ck} representa o valor característico da tensão de rotura por compressão, referida a provetes cilíndricos.

Os valores de f_{ctk} são da ordem de 0,7 dos valores de f_{ctm} . Em casos especiais em que seja necessário utilizar o valor característico superior da tensão de rotura à tracção (correspondente ao quantilho de 95 %), tal valor pode ser estimado por $1,3 f_{ctm}$.

Os valores de resistência à tracção por flexão podem também ser estimados, aproximadamente, a partir dos valores relativos a tracção simples, multiplicando estes valores pelo coeficiente (que não deve ser tomado inferior à unidade):

$$0,6 + \frac{0,4}{\sqrt{h}}$$

em que *h* representa a altura do elemento considerado, expressa em metros.

Artigo 17.º — Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson

17.1 — Os valores médios do módulo de elasticidade aos 28 dias de idade a considerar para os betões das classes definidas no artigo 13.º devem ser os indicados no quadro III.

QUADRO III

Valores médios do módulo de elasticidade do betão, $E_{c,28}$ (GPa)

Classe do betão	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
$E_{c,28}$	26,0	27,5	29,0	30,5	32,0	33,5	35,0	36,0	37,0

17.2 — O valor do coeficiente de Poisson, ν , está compreendido entre 0,2 e 0; o primeiro valor refere-se a deformações em fase não fendilhada e o segundo é de admitir quando se considere que o betão traccionado está fendilhado. Nas aplicações correntes pode, em geral, tomar-se $\nu = 0,2$.

As constantes elásticas quantificadas neste artigo destinam-se, obviamente, ao tratamento dos problemas estruturais que envolvem deformações em regime de funcionamento que se possa considerar praticamente elástico. São consequentemente valores que interessam em geral às verificações de segurança em relação a estados limites de utilização.

O valor médio do módulo de elasticidade do betão aos *j* dias de idade, $E_{c,j}$, pode em geral ser estimado a partir do valor médio da tensão de rotura à mesma idade, $f_{cm,j}$, pela expressão:

$$E_{c,j} = 9,5 \sqrt{f_{cm,j}}$$

em que $E_{c,j}$ é expresso em gigapascals e $f_{cm,j}$, expresso em megapascals, é referido a provetes cilíndricos.

Os valores que figuram no quadro III foram obtidos pela expressão anterior, tendo-se considerado que, para a idade de 28 dias, se pode adoptar $f_{cm,28} = f_{ck} + 8$, sendo as tensões expressas em megapascals e referidas a provetes cilíndricos.

Note-se que os valores considerados correspondem a módulos de elasticidade secantes, definidos para níveis de tensão da ordem de 0,4 a 0,5 do valor característico da tensão de rotura; para níveis de tensão da ordem de 0,1 f_{ck} deverá adoptar-se um módulo de elasticidade 10 % superior ao módulo secante anteriormente referido.

No caso de deformações muito rápidas, os valores do módulo de elasticidade a adoptar podem ser estimados aumentando 25 % os valores obtidos de acordo com o anteriormente indicado; se as deformações forem lentas, há que ter devidamente em conta os efeitos da fluência do betão.

Artigo 18.º — Retracção e fluência

Os valores das extensões devidas à retracção e à fluência do betão devem ser determinados atendendo ao disposto no anexo 1.

O cômputo dos efeitos estruturais da retracção e da fluência do betão (problemas de deformação a longo prazo, perdas de pré-esforço, etc.) é tratado noutros artigos do Regulamento, havendo certas situações, neles consideradas, em que é possível adoptar determinadas simplificações que dispensam o recurso ao anexo 1.

Artigo 19.º — Valores de cálculo das tensões de rotura

Os valores de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão, f_{cd} , são definidos a partir dos

correspondentes valores característicos, referidos a provetes cilíndricos, dividindo estes valores por um coeficiente de segurança γ_c tomado igual a 1,5. Os valores de cálculo da tensão de rotura do betão à tracção, f_{ctd} , são definidos de modo idêntico a partir dos correspondentes valores característicos indicados no artigo 16.º

No quadro IV são apresentados os valores de cálculo assim obtidos para as diferentes classes de betões.

QUADRO IV

Valores de cálculo das tensões de rotura do betão à compressão e à tracção, f_{cd} e f_{ctd} (MPa)

Classe do betão	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
f_{cd}	8,0	10,7	13,3	16,7	20,0	23,3	26,7	30,0	33,3
f_{ctd}	0,80	0,93	1,07	1,20	1,33	1,47	1,60	1,73	1,87

Artigo 20.º — Relações tensões-extensões de cálculo

20.1 — As relações tensões-extensões de cálculo do betão à compressão, a considerar na determinação dos valores de cálculo dos esforços resistentes para a verificação da segurança de elementos em relação aos estados limites últimos de resistência e de encurvatura que não envolvam fadiga, devem em geral ser as indicadas na figura 1.

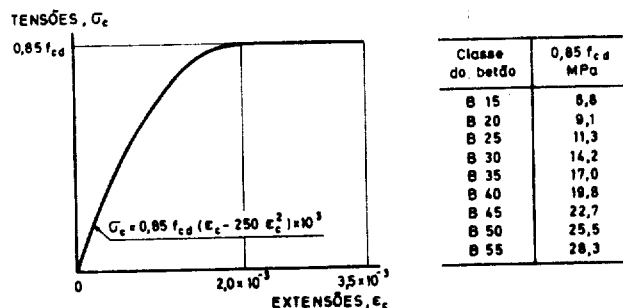


Fig. 1

20.2 — As relações tensões-extensões definidas em 20.1 podem ser substituídas por outras relações desde que os resultados obtidos concordem satisfatoriamente com os resultados do emprego das relações definidas e se situem do lado da segurança.

A limitação do valor máximo da tensão nas relações tensões-extensões de cálculo a $0,85 f_{cd}$ pretende ter em conta uma possível diminuição da tensão de rotura do betão quando sujeito prolongadamente a tensões elevadas. A consideração desta redução de resistência do betão é recomendada pelo CEB.

No que se refere ao especificado em 20.2, um diagrama de distribuição de tensões no betão da zona comprimida das secções compatível com o critério ali expresso, e que é aliás também admitido pelo CEB, consiste num diagrama rectangular de tensões no betão, convenientemente escolhido. Do mesmo modo, é admissível o emprego do diagrama parabólico limitado à extensão de 2×10^{-3} especificado pelo regulamento de 1967, desde que convenientemente adaptado, nomeadamente no que se refere ao valor máximo da tensão no betão.

B — Armaduras ordinárias

Artigo 21.º — Características gerais

21.1 — As armaduras ordinárias devem ser caracterizadas pelo seu processo de fabrico e pelas suas características geométricas, mecânicas e de aderência. Quando se preveja a realização de soldaduras, há que caracterizar também a soldabilidade do aço em face do processo de soldadura a empregar.

21.2 — A determinação das características referidas neste artigo deve ser efectuada de acordo com as normas portuguesas em vigor ou, na falta destas, segundo especificações ou critérios definidos pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Quanto ao processo de fabrico, as armaduras podem ser de aço natural (laminado a quente) ou de aço endurecido a frio (por torção, tracção, trefilagem ou laminagem a frio). As características geométricas a considerar são a forma e dimensões da secção transversal e a configuração da superfície, podendo esta ser lisa ou rugosa (nervurada ou deformada). As propriedades mecânicas a ter em conta são, fundamentalmente, o módulo de elasticidade, a tensão de cedência ou a tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2 %, a tensão de rotura, a extensão após rotura, o comportamento em ensaios de dobragem e, quando necessário, a resistência à fadiga. Quanto às características de aderência, distinguem-se 2 tipos de armaduras: de aderência normal e de alta aderência. Esta distinção é feita com base num critério que tem em conta as características geométricas da superfície dos varões ou, directamente, por ensaios de aderência.

No que se refere a soldabilidade, observe-se que, em geral, todos os aços devem ser soldáveis pelo processo de soldadura eléctrica topo-a-topo, com projecção de partículas. Porém, para a soldadura por arco eléctrico com metal de adição, que é o processo mais utilizado para soldar varões em obra, a aptidão dos diversos tipos de aço é bastante diferenciada, sendo, em geral, factor de dificuldade um teor de carbono elevado; por outro lado, o aquecimento inerente ao processo pode comprometer a aptidão dos aços endurecidos para a soldadura, mesmo que tenham baixos teores de carbono. No caso das redes electrossoldadas, os aços devem ser soldáveis pelo processo de soldadura eléctrica por resistência (por pontos), que é o habitualmente utilizado.

A aptidão dos aços aos diferentes tipos de soldadura deve ser verificada com base em ensaios específicos de tracção e de dobragem.

Artigo 22.º — Tipos correntes de armaduras ordinárias

22.1 — As armaduras ordinárias do tipo corrente são formadas por varões redondos, simples ou constituindo redes electrossoldadas, com as características definidas no quadro V.

Os valores indicados para as tensões e extensões são os mínimos que podem assumir os valores característicos destas propriedades mecânicas (valores correspondentes ao quantilho de 5 %). Além das condições expressas no quadro, exige-se ainda que o valor característico (correspondente ao quantilho de 5 %) da relação entre a tensão de rotura e a tensão de cedência ou limite convencional de proporcionalidade a 0,2 % não seja inferior a 1,05.

No que se refere às características de dobragem dos varões, exige-se comportamento satisfatório (isto é, não apresentarem quaisquer fendas após ensaios de dobragem) com, pelo menos, 95 % de probabilidade.

No caso de redes electrossoldadas, e com o fim de se poder contar com a contribuição dos varões transversais nas amarrações e emendas, o valor característico da força de rotura ao corte das soldaduras não deve ser inferior a três décimos da força de cedência ou da força limite convencional de proporcionalidade

a 0,2 % exigida para os varões longitudinais em face das tensões estabelecidas no quadro V. Este condicionamento poderá contudo deixar de ser satisfeito pelas redes constituídas por varões de alta aderência, ha-

vendo, no entanto, neste caso, que respeitar exigências particulares nas amarrações e emendas, facto que deve ser convenientemente assinalado no correspondente documento de classificação referido no artigo 23.º

QUADRO V

Tipos correntes de armaduras ordinárias

Designação	Processo de fabrico	Configuração da superfície	Características de aderência	Características mecânicas							
				Tração (1)			Dobragem (2)				
				Tensão de cedência f_{yk} (3) (MPa)	Tensão de rotura f_{uk} (MPa)	Extensão após rotura ϵ_{uk} (4) (%)	Dobragem simples (5)	Dobragem-desdobragem (6) conforme o diâmetro dos varões, \varnothing (mm)			
								12 < \varnothing ≤ 18	18 < \varnothing ≤ 25	25 < \varnothing ≤ 32	32 < \varnothing ≤ 40
A235 NL	Laminado a quente	Lisa	Normal	235	360	24	2 \varnothing	-	-	-	-
A235 NR		Rugosa	Alta				2 \varnothing (7)	5 \varnothing	7 \varnothing	8 \varnothing	10 \varnothing
A400 NR	Laminado a quente	Rugosa	Alta	400	460	14	3 \varnothing (7)	6 \varnothing	8 \varnothing	10 \varnothing	12 \varnothing
A400 ER	Endurecido a frio	Rugosa	Alta	400	460	12	3 \varnothing (7)	6 \varnothing	8 \varnothing	10 \varnothing	12 \varnothing
A400 EL	Endurecido a frio com torção	Lisa	Normal				4 \varnothing	-	-	-	-
A500 NR	Laminado a quente	Rugosa	Alta	500	550	12	4 \varnothing (7)	8 \varnothing	10 \varnothing	12 \varnothing	14 \varnothing
A500 ER	Endurecido a frio	Rugosa	Alta	500	550	10	4 \varnothing (7)	8 \varnothing	10 \varnothing	12 \varnothing	14 \varnothing
A500 EL (8)		Lisa	Normal				4 \varnothing	-	-	-	-

(1) Ensaio segundo a Norma Portuguesa NP-105. Para os aços endurecidos, estas características devem ser determinadas após envelhecimento artificial (30 minutos a 250°C e arrefecimento à temperatura ambiente).

(2) Os valores indicados no quadro designam os diâmetros dos mandris, sendo \varnothing o diâmetro dos varões.

(3) Ou tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2 %, $f_{0,2k}$.

(4) Comprimento de referência inicial igual a 5 \varnothing .

(5) Ensaio segundo a Norma Portuguesa NP-173, com ângulo de dobragem de 180°.

(6) Dobragem a 90° segundo a Norma Portuguesa NP-173, seguida de aquecimento durante 30 min a 100°C, arrefecimento à temperatura ambiente e posterior desdobragem de 20°.

(7) Somente exigido para varões com diâmetro igual ou menor que 12 mm.

(8) Somente sob a forma de redes electrossoldadas.

22.2 — As armaduras, com excepção dos varões A235 NL, devem possuir marcas indeléveis que permitam a sua fácil identificação em obra.

22.3 — As dimensões dos varões A235 NL são as especificadas na Norma Portuguesa NP-332; as dimensões dos restantes tipos de armaduras são as indicadas nos respectivos documentos de classificação referidos no artigo 23.º No caso particular de redes electrossoldadas, que podem ser simples ou duplas, consoante, em dada direcção, os varões estejam isolados ou agrupados aos pares, o diâmetro dos varões não deve exceder 12 mm nem ser inferior a 3 mm e o seu espaçamento não deve ser inferior a 5 cm.

No presente Regulamento são apenas indicadas as características das armaduras mais correntes em betão armado. A utilização de armaduras com outras características envolve, em geral, não só a definição de disposições construtivas especiais, como também a necessidade de especificar exigências relativamente a propriedades particulares ligadas à tecnologia do seu fabrico. Por estas razões, considera-se preferível fazer depender a utilização dessas armaduras de uma homologação a conceder em cada caso pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Refira-se também que há toda a vantagem em utilizar em betão armado varões de alta aderência, vantagem esta que é tanto maior quanto mais elevadas forem as características resistentes dos aços. A inclusão no quadro V do aço A400 EL sem características de alta aderência, cuja utilização não é prevista internacionalmente, deve-se ao facto de o seu emprego ter certa tradição no País, apesar das penalizações a que está sujeito, principalmente do ponto de vista das amarrações e emendas.

Artigo 23.º — Classificação e homologação de armaduras ordinárias

O emprego de armaduras ordinárias, com excepção das de aço A235 NL, necessita de prévia classificação ou homologação, efectuada pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

A classificação terá lugar no caso dos tipos correntes de armaduras considerados em 22.1 e constará de um documento que, em função das características apresentadas por essas armaduras, indique o tipo a que elas pertencem e, eventualmente, outras parti-

cularidades cujo conhecimento seja necessário para a aplicação do Regulamento às armaduras em causa.

A homologação será exigida no caso de armaduras que, pela sua geometria ou características do aço, não possam ser classificadas como de tipo corrente e constará de um documento que, em face das características apresentadas por essas armaduras, defina as suas condições de utilização.

Artigo 24.º — Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade das armaduras ordinárias deve ser tomado igual a 200 GPa.

Artigo 25.º — Relações tensões-extensões de cálculo

25.1 — As relações tensões-extensões de cálculo dos aços referidos no quadro V, a considerar na determinação dos valores de cálculo dos esforços resistentes para a verificação da segurança de elementos em relação aos estados limites últimos de resistência e de encurvadura que não envolvam fadiga, devem, em geral, ser as indicadas na figura 2, em que f_{syd} é o valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2 % em tracção; o valor de f_{sydc} poderá ser considerado igual a $-f_{syd}$, excepto se, no caso de aços endurecidos a frio predominantemente por tracção, constar disposição em contrário do respectivo documento de classificação.

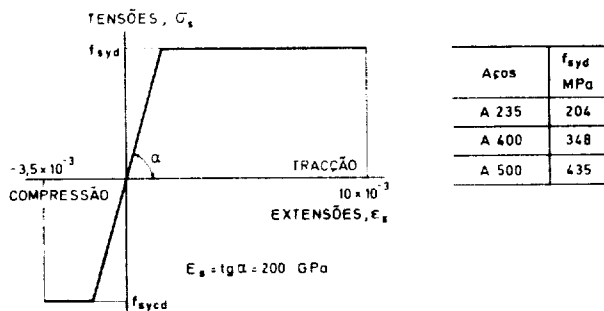


Fig. 2

Os valores de cálculo f_{syd} e f_{sydc} são obtidos dos correspondentes valores característicos dividindo-os por um coeficiente de segurança γ_s tomado igual a 1,15.

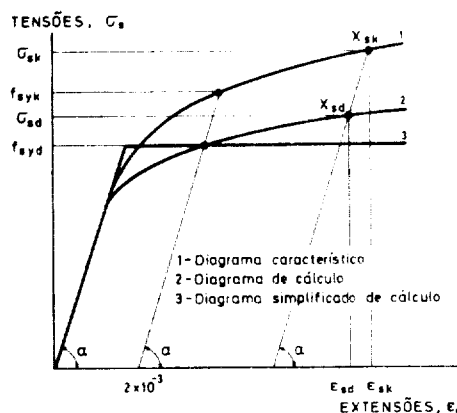
25.2 — As relações tensões-extensões anteriormente estabelecidas podem ser substituídas por outras relações, desde que estas sejam convenientemente justificadas e respeitem os mesmos critérios de segurança utilizados no estabelecimento das relações definidas em 25.1.

As relações tensões-extensões de cálculo devem em princípio ser obtidas a partir das relações entre as tensões características e as correspondentes extensões (diagrama característico), através do coeficiente de segurança γ_s aplicado segundo uma afinidade paralela à recta que define o comportamento elástico.

Assim, um ponto corrente X_{sk} de coordenadas $(\sigma_{sk}, \epsilon_{sk})$ do diagrama característico conduzirá ao ponto X_{sd} de coordenadas $(\sigma_{sd}, \epsilon_{sd})$ do diagrama de cálculo, tal que:

$$\sigma_{sd} = \frac{\sigma_{sk}}{\gamma_s}$$

$$\epsilon_{sd} = \epsilon_{sk} - \left(1 - \frac{1}{\gamma_s}\right) \frac{\sigma_{sk}}{E_s}$$



Os diagramas estabelecidos em 25.1 são uma simplificação dos diagramas de cálculo obtidos pelo critério apresentado, e que consiste em adoptar um diagrama bilinear representado na figura, em que o primeiro troço é definido pelo valor do módulo de elasticidade e o segundo é definido pelo valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2 %.

Esta esquematização conduz a resultados perfeitamente aceitáveis dentro das aproximações que o dimensionamento pressupõe. Por outro lado, a adopção de um mesmo diagrama, independentemente de o aço ser laminado a quente ou endurecido a frio, facilita a resolução de situações correntes em que o projectista não pode prever se na obra vai ser utilizado um ou outro tipo de aço.

Deve referir-se, contudo, que a esquematização bilinear se ajusta melhor aos aços laminados a quente e aos aços endurecidos a frio por laminagem ou trefilagem do que aos aços endurecidos a frio por torção e/ou tracção.

Neste último caso, o CEB também sugere um diagrama de cálculo constituído por um troço linear, seguido de um troço curvo, com a seguinte expressão analítica:

Em tracção:

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + 0,823 \left(\frac{\sigma_s}{f_{sydc}} - 0,7 \right)^5$$

Em compressão:

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} - 0,823 \left(\frac{\sigma_s}{f_{sydc}} - 0,7 \right)^5$$

Note-se finalmente que a limitação das extensões de alongamento e de encurtamento dos aços a 10×10^{-3} e a $3,5 \times 10^{-3}$, respectivamente, se justifica em função dos critérios definidos no artigo 52.º para a determinação dos esforços resistentes das secções; ainda em consequência do mesmo artigo, a tensão de compressão nas armaduras poderá em alguns casos ser limitada à extensão de 2×10^{-3} .

C — Armaduras de pré-esforço

Artigo 26.º — Características gerais

26.1 — As armaduras de pré-esforço devem ser caracterizadas pelo seu processo de fabrico, pela sua constituição e pelas suas propriedades mecânicas e de aderência.

26.2 — A determinação das características das armaduras deve ser efectuada de acordo com as normas portuguesas em vigor ou, na falta destas, segundo outros documentos normativos adequados.

As armaduras de pré-esforço apresentam-se com uma tão grande variedade de tipos e características que se torna muito difícil

enquadrá-las de modo sistemático na regulamentação. Por outro lado, estas armaduras suscitam ainda frequentemente problemas específicos quanto a amarrações, bainhas, sistemas de aplicação de forças, etc., e que exigem determinações e verificações apropriadas.

Quanto ao processo de fabrico, as armaduras são em geral obtidas por endurecimento a frio (nomeadamente por estiragem ou trefilagem), acompanhado habitualmente de tratamentos térmicos e mecânicos destinados a melhorar as suas propriedades.

As armaduras de pré-esforço podem ser constituídas por fios, varões ou cordões, ou por associação de fios ou cordões paralelos (cabos em feixe), ou ainda por associação de cordões dispostos em hélice em torno de um eixo longitudinal comum (cabos em cordão). A distinção entre fio e varão está ligada à possibilidade de fornecimento em rolos, e é feita habitualmente pelo diâmetro de 12 mm; por cordão entende-se um conjunto de fios enrolados em hélice em torno de um eixo longitudinal comum, podendo este eixo ser materializado por um fio.

No que se refere às propriedades mecânicas, torna-se necessário conhecer o diagrama tensões-extensões (ou forças-deformações), para o que é em geral suficiente conhecer o módulo de elasticidade, as tensões convencionais de proporcionalidade a 0,01%, 0,1% e 0,2%, a tensão de rotura e a extensão uniforme; além disso, há que determinar a extensão após rotura e o comportamento em ensaios de dobragem alternada ou de torção simples. Outra propriedade mecânica cujo conhecimento é importante é a relaxação, sendo habitual distinguir entre aços de relaxação normal e aços de baixa relaxação (obtidos estes por tratamentos especiais). Dependendo do tipo de sistema de pré-esforço, poderá ser necessário ter em conta outras propriedades, tais como, por exemplo, a aptidão para a soldadura e a possibilidade de formação de botões ou ondulações terminais para amarração. Em alguns casos, há também que caracterizar as armaduras quanto à resistência à fadiga e quanto à sensibilidade à corrosão sob tensão.

Interessa ainda ter em conta as propriedades de aderência, não só no caso das armaduras pré-tensionadas, para transmissão do pré-esforço ao betão, como, em geral, para melhorar o comportamento face a eventual fendilhação.

No que se refere a normas de ensaio para a determinação das propriedades anteriormente referidas, existem já documentos elaborados por organizações internacionais (RILEM, CEB, FIP, ISO) que cobrem praticamente as necessidades e que poderão ser utilizados enquanto não se dispuser de normas nacionais. Aliás, sobre as características dos aços para pré-esforço, tem muito interesse a consulta da publicação da FIP *Report on Prestressing Steel. 1 — Types and properties*.

Artigo 27.º — Módulo de elasticidade

O valor do módulo de elasticidade a adoptar para as armaduras de pré-esforço deve ser baseado em determinações experimentais. Nos casos, porém, em que não seja necessário grande rigor no conhecimento desta grandeza, poder-se-á tomar o valor de 200 GPa.

Artigo 28.º — Relaxação

A relaxação das armaduras de pré-esforço, que depende fundamentalmente da tensão inicial aplicada e da temperatura, deve ser determinada por ensaios que permitam obter os valores necessários para o dimensionamento. Em geral, os ensaios devem ser efectuados para tensões iniciais de 0,6, 0,7 e 0,8 da tensão de rotura e para a temperatura de 20°C.

A caracterização das armaduras de pré-esforço no que se refere à relaxação é frequentemente feita apenas pela indicação dos valores de relaxação até às 1000 h.

Quando haja necessidade de estimar valores de relaxação ao fim de um tempo t_2 , superior a 100 h, a partir de valores correspondentes a um tempo t_1 , não menor que 1000 h, poder-se-á recorrer à seguinte expressão:

$$\frac{\Delta\sigma_{pt,2,r}}{\Delta\sigma_{pt,1,r}} = \left(\frac{t_1}{t_2}\right)^\beta$$

em que:

$\Delta\sigma_{pt,1,r}$ — perda de tensão ao fim do tempo t_1 ;

$\Delta\sigma_{pt,2,r}$ — perda de tensão ao fim do tempo t_2 ;

β — expoente cujo valor depende do tipo de aço e da tensão inicial e, pode situar-se entre 0,15 e 0,25; na falta de dados mais precisos será suficiente considerá-lo igual a 0,20.

Para estimar o valor da relaxação a tempo infinito, poderá aplicar-se a expressão anterior considerando $t_2 = 10^5$ h.

Quando não se disponha de resultados experimentais e não seja necessário grande rigor, poder-se-ão admitir, no caso de a tensão inicial ser igual a 0,7 da tensão de rotura, os seguintes valores de relaxação a tempo infinito, expressos em percentagem da tensão inicial:

Aços de relaxação normal.....	15 %
Aços de baixa relaxação	6 %

Para outros valores da tensão inicial, inferiores porém a 0,8 da tensão de rotura, poder-se-á ainda estimar a relaxação de modo simplificado, admitindo que esta tem uma variação linear e que se anula para uma tensão inicial igual a 0,5 da tensão de rotura.

Finalmente, convém chamar a atenção para que a relaxação aumenta significativamente com a temperatura. Quando nas aplicações a temperatura for bastante superior a 20°C (tomada como de referência nos ensaios correntes), haverá que ter tal facto em consideração, sendo então conveniente utilizar aços de baixa relaxação.

Artigo 29.º — Relações tensões-extensões de cálculo

29.1 — As relações tensões-extensões de cálculo das armaduras de pré-esforço, a considerar na determinação dos valores de cálculo dos esforços resistentes para a verificação da segurança de elementos em relação aos estados limites últimos de resistência e de encurvadura que não envolvam fadiga, devem ser obtidas a partir do diagrama tensões-extensões característico por uma minoração traduzida por um coeficiente de segurança $\gamma_s = 1,15$ aplicada segundo uma afinidade paralela à recta que define o comportamento elástico.

29.2 — As relações tensões-extensões de cálculo definidas de acordo com o estipulado em 29.1 podem ser substituídas por relações simplificadas desde que os resultados obtidos concordem satisfatoriamente com os resultados do emprego das relações indicadas e se situem do lado da segurança.

Ao contrário da orientação seguida para as armaduras ordinárias, não se fixam os diagramas de cálculo para as armaduras de pré-esforço. Este procedimento justifica-se em face da variedade de formas de diagramas tensões-extensões que estas armaduras apresentam, podendo uma tipificação geral levar a erros consideráveis nas aplicações. No entanto, e desde que seja garantida a segurança estabelecida no artigo, podem ser usados diagramas simplificados.

CAPÍTULO V

Acções

Artigo 30.º — Generalidades

As acções a considerar na verificação da segurança das estruturas de betão armado e pré-esforçado são as estipuladas no RSA, devendo ainda ser tidas em conta as disposições complementares que constam do presente capítulo.

Artigo 31.º — Variações de temperatura

31.1 — Na determinação dos esforços devidos às variações uniformes de temperatura, resultantes das

variações sazonais da temperatura ambiente, pode considerar-se que o módulo de elasticidade do betão tem valores iguais a metade dos valores indicados no artigo 17.º e que o coeficiente de dilatação térmica linear do betão e do aço têm o valor de $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.

31.2 — Pode ser dispensada a consideração dos efeitos das variações uniformes de temperatura referidas em 31.1 nas estruturas reticuladas cuja maior dimensão em planta (ou espaçamento entre juntas de dilatação) não exceda 30 m.

31.3 — Nos casos especiais em que seja necessário ter em conta variações rápidas de temperatura, uniformes ou diferenciais, os valores do módulo de elasticidade do betão a considerar devem, salvo justificação, ser os indicados no artigo 17.º

Artigo 32.º — Retracção do betão

32.1 — Na determinação dos efeitos devidos à retracção do betão devem ser tidos em conta os elementos que constam no anexo I.

32.2 — Nos casos correntes, pode simplificarmente considerar-se, para a determinação de esforços actuantes, que os efeitos finais da retracção são assimiláveis aos de um abaixamento lento e uniforme da temperatura de 15°C , sendo portanto também aplicáveis as disposições estabelecidas em 31.1 e 31.2.

À luz dos critérios do RSA, a retracção deve ser classificada como acção permanente e, conseqüentemente, os valores dos coeficientes ψ a considerar nas combinações de acções devem ser iguais à unidade. No entanto, se os efeitos da retracção forem favoráveis para a segurança da estrutura, em face da grande imprecisão da sua quantificação, é prudente não os considerar no dimensionamento.

Artigo 33.º — Acção dos sismos

33.1 — Os coeficientes de comportamento, a utilizar segundo os critérios definidos no RSA na determinação dos efeitos da acção dos sismos, devem ser convenientemente justificados tendo em conta o tipo de estrutura e as suas características de ductilidade, distinguindo-se, deste último ponto de vista, estruturas de ductilidade normal e estruturas de ductilidade melhorada; as primeiras limitam-se a cumprir as disposições de projecto e as disposições construtivas que constam dos capítulos X e XI do presente Regulamento e as segundas satisfazem também as disposições do capítulo XII.

33.2 — No caso de edifícios correntes, tal como são definidos no RSA, podem adoptar-se para as direcções horizontais os seguintes coeficientes de comportamento relativos a esforços:

Estruturas em pórtico:

Ductilidade normal	2,5
Ductilidade melhorada	3,5

Estruturas mistas pórtico-parede:

Ductilidade normal	2,0
Ductilidade melhorada	2,5

Estruturas-parede:

Ductilidade normal	1,5
Ductilidade melhorada	2,0

Os coeficientes de comportamento relativos a esforços gerados pela vibração na direcção vertical, bem como os relativos a deformações, devem, em todos os casos, ser tomados iguais à unidade.

33.3 — No caso de pontes correntes, tal como são definidas no RSA, podem adoptar-se para as direcções horizontais os seguintes coeficientes de comportamento relativos a esforços:

Pontes em que a energia transmitida pelos sismos é predominantemente absorvida por deformação dos pilares devida principalmente a esforços de flexão:

Ductilidade normal	2,0
Ductilidade melhorada	3,0

Pontes em que a energia transmitida pelos sismos é predominantemente absorvida por deformação dos pilares devida principalmente a esforços transversos:

Ductilidade normal	1,4
Ductilidade melhorada	1,7

Pontes em que a energia transmitida pelos sismos é predominantemente absorvida pelos encontros

1,2

Os coeficientes de comportamento relativos a esforços gerados pela vibração na direcção vertical, bem como os relativos a deformações, devem, em todos os casos, ser tomados iguais à unidade.

33.4 — Nos casos de edifícios e pontes cuja operacionalidade tenha de ser assegurada após a ocorrência de um sismo intenso (hospitais, quartéis de bombeiros, centros de telecomunicações, pontes em itinerários fundamentais, etc.), os valores a adoptar para os coeficientes de comportamento relativos a esforços devem ser 30% inferiores aos que se deveriam considerar se não fosse necessário manter a referida operacionalidade, não se exigindo contudo que sejam inferiores à unidade.

Como se sabe, os coeficientes de comportamento destinam-se a corrigir os efeitos da acção dos sismos obtidos por uma análise linear de modo a transformá-los nos valores que se obteriam por uma análise não linear. Compreende-se, no entanto, que estes coeficientes, além de serem função do tipo de estrutura e das suas características de ductilidade, dependam também do efeito em causa. No presente Regulamento apenas são quantificados coeficientes de comportamento para edifícios e pontes correntes, tendo-se considerado suficiente definir coeficientes relativos aos esforços e às deformações, sem distinguir o tipo de esforços ou de deformações.

Lembra-se que por edifícios e pontes correntes se entendem as construções que obedecem às condições para tal especificadas no RSA. No caso de edifícios, tais condições implicam que as estruturas tenham uma distribuição de rigidez aproximadamente uniforme em altura, o que não é compatível com grandes descontinuidades nas alvenarias de andar para andar ou com o emprego de processos de construção que possam facilitar que essa descontinuidade se crie durante a ocorrência do sismo. Relativamente à classificação das estruturas em pórticos, paredes e mistas, recorde-se que esta diferenciação é feita no RSA com base na relação entre a rigidez dos elementos horizontais e a dos elementos verticais.

No caso de edifícios e pontes não correntes, os coeficientes de comportamento eventualmente adoptados devem ser convenientemente justificados, devendo, porém, considerar-se os valores apresentados no artigo como limites superiores que não deverão ser excedidos.

Artigo 34.º — Acções de pré-esforço

Nas estruturas de betão pré-esforçado, a quantificação das acções de pré-esforço deve ser efectuada de acordo com o estipulado no capítulo VI.

Na maior parte dos casos (por exemplo, determinação de tensões e de efeitos hiperestáticos em regime linear), os pré-esforços podem ser considerados como acções permanentes aplicadas às estruturas.

No caso, porém, da determinação dos esforços resistentes últimos das secções, os pré-esforços devem ser tidos em conta através dos estados de coacção que provocam.

A consideração dos pré-esforços como acções permanentes justifica-se porque, apesar de variáveis no tempo, tendem para um valor limite em prazo relativamente curto à escala da vida da estrutura.

CAPÍTULO VI

Pré-esforços

Artigo 35.º — Generalidades

As forças instaladas nas armaduras de pré-esforço são variáveis ao longo dessas armaduras e variáveis no tempo.

Podem ser quantificadas a partir da força de pré-esforço na origem, P_0 , ou seja, o valor da força exercida na armadura, junto ao dispositivo que aplica as forças e no momento desta aplicação.

Do ponto de vista da variabilidade no tempo e para cada secção à distância x da extremidade, distinguem-se, normalmente, o pré-esforço inicial $P_0(x)$ e o pré-esforço final $P_\infty(x)$ como casos particulares do pré-esforço ao fim do tempo t , $P_t(x)$. O pré-esforço inicial obtém-se do pré-esforço na origem deduzindo-lhe as perdas instantâneas, ou seja, as perdas que se processam antes e durante a transferência das forças dos macacos (ou de dispositivos de amarração exteriores à peça) para os dispositivos de amarração existentes na peça. São perdas deste tipo as devidas a atritos ao longo das armaduras, as devidas à deformação instantânea do betão e as devidas a deformações ou a escorregamentos nos dispositivos de amarração.

O pré-esforço ao fim do tempo t é obtido do pré-esforço inicial deduzindo-lhe as perdas diferidas que se processam durante o tempo t ; o pré-esforço final corresponde ao pré-esforço existente ao fim de um intervalo de tempo suficientemente longo para que se possa considerar que, praticamente, se processou a totalidade das perdas diferidas. As principais perdas diferidas a considerar são as devidas à retracção e à fluência do betão e à relaxação das armaduras de pré-esforço.

A variabilidade do pré-esforço ao longo da armadura implica obviamente que este seja referido a cada secção do elemento.

Artigo 36.º — Valor máximo do pré-esforço na origem

O valor máximo do pré-esforço na origem P_0' , trazido pela correspondente tensão na armadura, σ_{po}' , não deve ser superior a 0,75 do valor característico da tensão de rotura, f_{puk} , nem exceder 0,85 do valor

característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1%, $f_{p0,1k}$, ou seja:

$$\sigma_{po}' \leq 0,75 f_{puk}$$

$$\sigma_{po}' \leq 0,85 f_{p0,1k}$$

Artigo 37.º — Perdas instantâneas devidas a atritos ao longo das armaduras

37.1 — Em elementos de betão pós-tensionados, as perdas de tensão por atrito ao longo das armaduras, $\Delta\sigma_{po, fr}(x)$, quando da aplicação do pré-esforço, podem ser calculadas pela expressão:

$$\Delta\sigma_{po, fr}(x) = \sigma_{po}' [1 - \exp[-\mu(\beta + kx)]]$$

em que:

x — distância da secção considerada à extremidade da armadura em que é aplicado o pré-esforço; no caso de este ser aplicado em ambas as extremidades, a distância x será referida à extremidade que determina o maior valor de pré-esforço na secção;

σ_{po}' — tensão de tracção (positiva) correspondente ao pré-esforço na origem, P_0 ;

μ — coeficiente de atrito entre a armadura de pré-esforço e a conduta;

β — soma dos valores absolutos (em radianos) dos ângulos de desvio do traçado da armadura de pré-esforço, ao longo da distância x ;

k — desvio angular parasita por unidade de comprimento.

Os valores de μ e de k dependem basicamente das características das superfícies em contacto e das condições em que se encontram (lubrificadas, por exemplo) e devem, portanto, para cada tipo de armadura e de conduta, ser objecto de determinações experimentais.

37.2 — Em elementos de betão pré-tensionados não há, em geral, que considerar perdas por atrito. Nos casos, porém, em que o traçado da armadura entre os dispositivos de aplicação de forças não seja livre, mas vinculado de qualquer forma, haverá que ter tal facto em consideração, determinando experimentalmente as perdas de tensão.

No caso de não se dispor de dados experimentais de confiança para a fixação dos valores de k e μ , poderão adoptar-se para k o valor de 0,01 por metro e para μ os valores seguintes:

Para armaduras em condutas sem revestimento	$\mu = 0,50$
Para cabos em feixe, constituídos por fios ou por cordões, em bainhas metálicas	$\mu = 0,30$
Para cordões ou fios isolados, em bainhas metálicas	$\mu = 0,25$

Estes valores de μ pressupõem que não são utilizados lubrificantes e que, no caso de cabos, todos os seus elementos são tracionados simultaneamente; o emprego de lubrificantes permitiria considerar valores menores, enquanto que deverão ser adoptados valores mais elevados se a aplicação de tensão aos elementos do cabo não for simultânea. Os valores de k são dependentes dos desalinhamentos parasitas das bainhas e estão portanto relacionados com a rigidez das bainhas e a perfeição do seu posicionamento.

Note-se, finalmente, que a expressão apresentada em 37.1 pode, nos casos em que $\mu(\beta + kx) < 0,20$, ser substituída por:

$$\Delta\sigma_{po, fr}(x) = \sigma_{po}' [\mu(\beta + kx)]$$

Artigo 38.º — Perdas instantâneas devidas à deformação do betão

38.1 — Em elementos de betão pré-tensionados, as perdas de tensão devidas à deformação instantânea do betão, $\Delta\sigma_{po,e}(x)$, podem ser calculadas pela expressão:

$$\Delta\sigma_{po,e}(x) = -\frac{E_p}{E_{c,j}} \sigma_c(x)$$

em que:

E_p — módulo de elasticidade da armadura de pré-esforço;

$E_{c,j}$ — módulo de elasticidade do betão com a idade que tem quando lhe são aplicadas as acções (pré-esforço e outras acções permanentes);

$\sigma_c(x)$ — tensão de compressão (negativa) no betão, na secção x , calculada ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço, resultante do pré-esforço aplicado e de outras acções permanentes actuantes.

38.2 — Em elementos de betão pós-tensionados, haverá que considerar perdas deste tipo para atender aos efeitos da aplicação do pré-esforço em cada armadura sobre os pré-esforços das armaduras vizinhas, já tensionadas anteriormente.

De uma forma simplificada e nos casos em que as armaduras sejam iguais e se situem relativamente próximas umas das outras, poder-se-ão estimar as perdas referidas no artigo assimilando-as a uma perda média, afectando cada uma das armaduras, dada por:

$$\Delta\sigma_{po,e}(x) = -\frac{1}{2} \frac{n-1}{n} \frac{E_p}{E_{c,j}} \sigma_c(x)$$

sendo n o número de armaduras e compreendendo $\sigma_c(x)$ a totalidade do pré-esforço.

Artigo 39.º — Perdas instantâneas nos dispositivos de amarração

As perdas de tensão devidas ao escorregamento da armadura no dispositivo de amarração e à deformação ou deslocamento deste devem ser convenientemente consideradas com base em resultados experimentais relativos ao sistema de pré-esforço em causa.

No caso de elementos pré-tensionados, as perdas deste tipo a considerar são as resultantes do deslizamento eventual da armadura em relação à sua amarração na mesa de fabrico.

Note-se que estas perdas de tensão, no caso de elementos pós-tensionados, são máximas na extremidade da armadura e decrescem, devido ao atrito, para o interior do elemento, podendo mesmo anular-se a partir de uma certa distância da extremidade.

Artigo 40.º — Outras perdas instantâneas de pré-esforço

Além das perdas referidas nos artigos anteriores, deverá ainda considerar-se a possibilidade de ocorrência de outras perdas instantâneas resultantes do processo particular de execução.

Em especial, no caso de elementos pré-tensionados, devem considerar-se como perdas instantâneas a perda

de tensão devida à relaxação das armaduras desde o seu traccionamento até à sua libertação, efectuada após a presa do betão, e a perda de tensão devida à retracção do betão já processada quando se efectua a referida libertação.

Artigo 41.º — Pré-esforço inicial

A tensão na armadura de pré-esforço na secção x , devida ao pré-esforço inicial, $\sigma_{po}(x)$, obtém-se da tensão na origem, σ_{po}' , subtraindo-lhe o somatório das perdas instantâneas, $\sum_i \Delta\sigma_{po,i}(x)$, referidas nos artigos 37.º a 40.º Será portanto:

$$\sigma_{po}(x) = \sigma_{po}' - \sum_i \Delta\sigma_{po,i}(x)$$

Artigo 42.º — Perdas diferidas resultantes da retracção e fluência do betão e da relaxação das armaduras

42.1 — As perdas de tensão devidas à retracção e fluência do betão e à relaxação das armaduras, $\Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x)$, devem ser determinadas tendo em conta a evolução destes fenómenos no tempo e considerando de modo adequado a sua interacção.

Em geral, e quando as armaduras de pré-esforço estejam tão próximas que possam ser assimiladas a uma única armadura, as perdas referidas podem ser determinadas de modo suficientemente aproximado pela expressão seguinte:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x) &= \\ &= -\frac{\epsilon_{cs}(t, t_0) E_p + \alpha \varphi_c(t, t_0) [\sigma_{c,g}(x) + \sigma_{c,po}(x)] - \Delta\sigma_{p,t-t_0,r}(x)}{1 - \alpha \frac{\sigma_{c,po}(x)}{\sigma_{po}(x)} \left[1 + \frac{\varphi_c(t, t_0)}{2} \right]} \end{aligned}$$

em que:

t_0 — idade do betão à data em que foi aplicado o pré-esforço;

t — idade do betão à data em que se pretende determinar as perdas de pré-esforço;

$\epsilon_{cs}(t, t_0)$ — extensão devida à retracção livre do betão entre as idades t_0 e t (sinal negativo para encurtamento);

E_p — módulo de elasticidade da armadura de pré-esforço;

α — coeficiente de homogeneização aço-betão, considerando os valores do módulo de elasticidade do betão $E_{c,28}$ indicados no artigo 17.º;

$\varphi_c(t, t_0)$ — coeficiente de fluência na idade t , correspondente à aplicação da tensão na idade t_0 ;

$\sigma_{c,g}(x)$, $\sigma_{c,po}(x)$ — tensões no betão na secção x , calculadas ao nível da armadura de pré-esforço, devidas às acções permanentes (com exclusão do pré-esforço) e ao

pré-esforço inicial, respectivamente (sinal negativo para compressão);

$\sigma_{po}(x)$ — tensão na armadura de pré-esforço, na secção x , devida ao pré-esforço inicial (sinal positivo);

$\Delta\sigma_{p,t-t_0,r}(x)$ — perda de tensão na armadura de pré-esforço, na secção x , devida à relaxação entre t_0 e t , calculada para uma tensão inicial dada por:

$$\sigma_p(x) = \sigma_{po+g}(x) - 0,3 \Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x)$$

sendo $\sigma_{po+g}(x)$ a tensão na armadura devida ao pré-esforço inicial e às outras acções permanentes actuantes a partir da idade t_0 .

A determinação da fluência e da retracção do betão deve ser feita de acordo com o exposto no anexo 1; no que se refere à relaxação do aço, a sua quantificação deve ser efectuada de acordo com o artigo 28.º

No presente artigo, porém, trata-se de quantificar as perdas de pré-esforço devidas à acção dos referidos factores intervindo simultaneamente e, portanto, com efeitos interdependentes. A resolução do problema é em si bastante complexa mas, atendendo a que a quantificação precisa dos múltiplos parâmetros que influenciam o fenómeno é, em geral, muito difícil, nas situações correntes são aceitáveis soluções aproximadas do problema tais como a indicada no artigo.

Refira-se também que, frequentemente, além do pré-esforço inicial, interessa apenas conhecer o pré-esforço final, para o que basta calcular as perdas diferidas a tempo infinito. Com vista a facilitar esta determinação apresentam-se no quadro seguinte valores da retracção e do coeficiente de fluência correspondentes a 2 tipos de condições de humidade ambiente para 3 idades t_0 à data de aplicação do pré-esforço.

Estes valores foram obtidos por aplicação do anexo 1, considerando a espessura equivalente do elemento igual a 20 cm, a temperatura constante com o valor de 20°C e cimento de endurecimento normal ou lento.

Ambiente	$\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ (10^{-6})			$\varphi_c(t_{\infty}, t_0)$		
	Idade t_0 (dias)			Idade t_0 (dias)		
	7	14	28	7	14	28
Húmido (hum. rel. 75 %)	- 220	- 210	- 200	2,9	2,6	2,3
Seco (hum. rel. 55 %)	- 350	- 330	- 310	3,8	3,4	3,0

Note-se ainda que no presente caso de perdas a tempo infinito pode, com aproximação aceitável, utilizar-se a seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_{p\infty,s+c+r}(x) = \Delta\sigma_{p\infty,s+c}(x) + \Delta\sigma_{p\infty,r}(x) \left[1 - \frac{2 \Delta\sigma_{p\infty,s+c}(x)}{\sigma_{po}(x)} \right]$$

em que:

$$\Delta\sigma_{p\infty,s+c}(x) = - \epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0) E_p - \alpha \varphi_c(t_{\infty}, t_0) [\sigma_c, g(x) + \sigma_c, p\infty(x)]$$

Artigo 43.º — Pré-esforço final

A tensão na armadura de pré-esforço, na secção x , devida ao pré-esforço final $\sigma_{p\infty}(x)$, obtém-se da tensão devida ao pré-esforço inicial $\sigma_{po}(x)$ subtraindo-lhe as perdas diferidas a tempo infinito calculadas de acordo com o artigo 42.º Será portanto:

$$\sigma_{p\infty}(x) = \sigma_{po}(x) - \Delta\sigma_{p\infty,s+c+r}(x)$$

Artigo 44.º — Valores característicos do pré-esforço

Para efeitos de cálculo, os valores característicos das tensões devidas aos pré-esforços inicial e final podem ser considerados iguais aos valores determinados de acordo com os artigos 41.º e 43.º, respectivamente.

Este artigo conduz à consideração de um único valor para cada uma das grandezas em causa, não se fazendo distinção entre valores característicos superiores e inferiores pois, em geral, tal procedimento conduz a resultados satisfatórios. No entanto, nos casos especiais em que seja conveniente fazer uma tal distinção, poder-se-á tomar para valores característicos superior e inferior aqueles que se obtêm considerando perdas respectivamente inferiores ou superiores em 30 % às determinadas segundo os artigos anteriores.

Artigo 45.º — Transmissão do pré-esforço ao betão

45.1 — As tensões induzidas no betão pelas armaduras de pré-esforço só poderão considerar-se linearmente distribuídas na secção transversal da peça a uma distância da extremidade dessas armaduras (distância de regularização) determinada com base no especificado nos números seguintes.

45.2 — No caso de elementos pós-tensionados, a referida distância de regularização de tensões pode ser determinada admitindo que as forças de pré-esforço se difundem, a partir do órgão de amarração, no interior de um ângulo de abertura β , tal que $tg\beta = 2/3$ (figura 3). Quando tal difusão, partindo da alma, atinja o plano médio de um banzo, pode admitir-se que a difusão ao longo deste se faz também de forma idêntica.

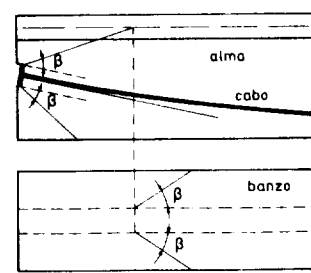


Fig. 3

45.3 — No caso de elementos pré-tensionados, a distância de regularização, l_p , deve ser obtida pela expressão:

$$l_p = \sqrt{l_{bp}^2 + a^2}$$

em que:

- l_{bp} — comprimento de amarração da armadura de pré-esforço;
- a — distância entre o baricentro da armadura de pré-esforço e a fibra extrema mais afastada.

SEGUNDA PARTE

Verificação da segurança

CAPÍTULO VII

Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência

A — Regras de verificação da segurança

Artigo 46.º — Generalidades

46.1 — A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência que não envolvem fadiga deve em geral ser feita em termos de esforços. No caso das lajes, quando seja utilizada a análise plástica (teoria das linhas de rotura), a verificação da segurança deve, em princípio, ser formulada em termos de acções.

46.2 — Para os estados limites últimos de resistência que envolvem fadiga, a verificação da segurança deve ser efectuada em termos de tensões, de acordo com as regras que para o efeito constam do anexo II.

Artigo 47.º — Verificação da segurança em termos de esforços

47.1 — A verificação da segurança em termos de esforços consiste em satisfazer a condição seguinte:

$$S_d \leq R_d$$

em que:

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

47.2 — Os valores de cálculo dos esforços actuantes devem ser determinados de acordo com os critérios estabelecidos na parte B do presente capítulo e considerando as combinações de acções e os coeficientes de segurança γ_f especificados no RSA para os estados limites últimos que não envolvam perda de equilíbrio ou fadiga.

Porém, o coeficiente de segurança γ_g relativo às acções permanentes, especificado no RSA com o valor de 1,5, pode ser reduzido até 1,2, no caso da acção do pré-esforço, excepto se os efeitos desta acção forem os predominantes na verificação da segurança, caso em que aquele coeficiente não deverá ser tomado com valor inferior a 1,35. Para outras acções permanentes cujos valores possam ser previstos com muito rigor, o coeficiente γ_g pode também ser reduzido até 1,35.

47.3 — Os valores de cálculo dos esforços resistentes devem ser determinados de acordo com as teorias de comportamento estabelecidas na parte C do presente capítulo, onde são apresentadas regras relativas aos diversos tipos de esforço, tendo em conta os valores de cálculo das propriedades dos materiais definidos no capítulo IV.

Os valores dos coeficientes de segurança γ_m considerados na definição dos valores de cálculo das propriedades dos materiais são, conforme também indicado no capítulo IV, $\gamma_c = 1,5$ para o betão e $\gamma_s = 1,15$ para o aço das armaduras ordinárias e de pré-esforço.

O disposto neste artigo aplica-se não só a situações de exploração normal das estruturas como também a situações transitórias correspondentes a fases de construção. Por outro lado, e por força do indicado no § 9.5 do RSA, há que corrigir os valores dos coeficientes de segurança indicados no presente artigo quando se verificarem as circunstâncias referidas nesse número.

A expressão apresentada em 47.1, nos casos em que não se trate de esforços simples mas sim de associações de esforços, deve ser encarada de forma simbólica, pois não se trata em tais casos de verificar uma simples desigualdade. Assim, por exemplo, para a flexão composta haverá que considerar a associação do esforço normal N e do momento flector M ; os esforços resistentes de cálculo serão neste caso expressos por uma função $R_d = \varphi_{Rd}(M, N)$. É, portanto, no domínio do espaço (M, N) limitado por esta função que devem situar-se os pontos representativos dos pares de esforços (M, N) actuantes de cálculo, para que a condição de segurança seja satisfeita.

Chama-se ainda a atenção para que, de acordo com o especificado em 47.2, o dimensionamento das zonas de amarração das armaduras de pré-esforço deve ser efectuado adoptando o coeficiente de segurança 1,35 para a acção do pré-esforço.

Artigo 48.º — Verificação da segurança de lajes em termos de acções

48.1 — No caso das lajes, quando seja utilizada análise plástica (que terá de cumprir os condicionamentos estipulados em 48.3), a verificação da segurança consiste em satisfazer a condição de o valor de cálculo das acções ser inferior ao valor de cálculo da resistência expressa em termos de acções.

48.2 — Para a determinação do valor de cálculo das acções devem considerar-se as combinações de acções e os coeficientes de segurança γ_f indicados em 47.2.

48.3 — Para a determinação do valor de cálculo da resistência, expressa em termos de acções, deve partir-se dos valores de cálculo das propriedades dos materiais, determinados com base nos coeficientes de segurança γ_m indicados em 47.3.

Devem, além disso, ser respeitadas as condições seguintes:

- a) Em qualquer ponto e em qualquer direcção, a percentagem de armadura de tracção da laje não deve exceder a que conduz a um valor de x/d igual a 0,25, sendo x a profundidade da linha neutra e d a altura útil da secção;
- b) Se a determinação for feita por um método estático, a distribuição de momentos considerada não deve diferir sensivelmente da distribuição de momentos elástica; os momentos nos apoios devem ser, pelo menos, metade dos valores dos momentos elásticos, não podendo também ultrapassá-los em mais de 25%;
- c) Se a determinação for feita por um método cinemático, a relação entre os momentos no apoio e no vão de lajes encastradas ou contínuas deve apresentar, em módulo, um valor compreendido entre 0,5 e 2,0.

B — Esforços actuantes**Artigo 49.º — Estruturas reticuladas**

49.1 — A determinação dos esforços actuantes nas estruturas reticuladas deve ser feita tendo em conta as condições de equilíbrio e as de compatibilidade das deformações, podendo em geral admitir-se que estas se produzem em regime de elasticidade perfeita e considerando as secções brutas das barras, ou seja, sem ter em conta a presença de armaduras nem os vazios correspondentes às condutas para alojamento de armaduras de pré-esforço.

49.2 — No caso de estruturas reticuladas cujas vigas apresentem relações entre o vão equivalente (definido no artigo 89.º) e a altura total não superiores a 20 e cujos pilares satisfaçam as condições de dispensa de verificação da segurança em relação à encurvadura expressas em 61.4, pode proceder-se a uma redistribuição dos esforços obtidos na hipótese de comportamento elástico perfeito, multiplicando os momentos flectores máximos por coeficientes de redistribuição δ , satisfazendo as seguintes condições:

Para betões de classe não superior a B40:

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \frac{x}{d}$$

Para betões das restantes classes:

$$\delta \geq 0,56 + 1,25 \frac{x}{d}$$

em que x representa a profundidade da linha neutra na secção em que se reduziu o momento e d é a altura útil da mesma secção.

Os valores de δ são ainda limitados pelas seguintes condições:

No caso de estruturas de nós fixos:

$$0,75 \leq \delta \leq 1$$

No caso de estruturas de nós móveis:

$$0,90 \leq \delta \leq 1$$

Nas redistribuições efectuadas, os esforços nas diferentes secções devem ser ajustados de modo a respeitar as condições de equilíbrio estático com as acções aplicadas.

As não linearidades físicas e geométricas da deformação das estruturas de betão armado e pré-esforçado, tanto mais sensíveis quanto mais próximo da rotura, tornariam indicado fazer a determinação dos esforços, atendendo explicitamente a essas não linearidades. Contudo, para as estruturas correntes, uma análise linear, eventualmente seguida de uma redistribuição, conduz em geral a resultados satisfatórios, razão por que se admite no Regulamento tal procedimento.

O facto de se fazer depender o valor de δ do parâmetro x/d deve-se a que ele pode traduzir, dentro de certos limites, a influência dos factores de que depende a ductilidade necessária à possibilidade das redistribuições de esforços; são eles fundamentalmente a percentagem de armadura e o tipo de aço utilizado, a classe do betão e a existência de esforço normal.

Chama-se ainda a atenção para que, na determinação de esforços em estruturas com barras sujeitas a esforços de torção de natureza hiperestática (torção de compatibilidade), pode ser necessário atender à sensível redução de rigidez de torção devida à fendilhação do betão. Mesmo em fase não fendilhada, o CEB sugere, para atender à não linearidade do comportamento do betão, que se considere uma rigidez de torção de apenas cerca de 70%

da rigidez elástica inicial e que este valor se reduza a cerca de 25%, no caso de existir forte fendilhação devida à flexão, e mesmo a cerca de 10%, quando haja fendilhação intensa devida a torção ou a esforço transversal.

Note-se finalmente que, em determinados casos, não pode ser desprezado na determinação dos esforços actuantes o facto de a estrutura ser executada por fases, podendo variar quer o sistema estrutural quer, devido às diferentes idades do betão e à fluência, as propriedades de deformabilidade do betão. Tais problemas assumem especial importância nas estruturas hiperestáticas pré-esforçadas, pela sensível influência que podem ter sobre a distribuição de esforços.

Artigo 50.º — Lajes

50.1 — A determinação dos esforços actuantes nas lajes pode em geral ser feita em regime de elasticidade perfeita, de acordo com as hipóteses referidas em 49.1 para as estruturas reticuladas.

50.2 — No caso de lajes contínuas, pode proceder-se a uma redistribuição dos esforços obtidos na hipótese de comportamento elástico perfeito, aumentando ou diminuindo, no máximo de 25%, os momentos nos apoios e numa largura apropriada, desde que os momentos médios no vão, interessando essa mesma largura, sejam ajustados de modo a satisfazer as condições de equilíbrio.

Este artigo visa fundamentalmente as lajes maciças; os critérios expostos podem no entanto ser também aplicados às lajes aligeiradas, desde que o seu comportamento global seja sensivelmente análogo ao daquelas lajes.

Chama-se ainda a atenção para que a aplicação da análise plástica às lajes é considerada no artigo 48.º

Artigo 51.º — Estruturas de outros tipos

Os critérios utilizados para a determinação dos esforços em estruturas de tipo diferente das consideradas nos artigos anteriores devem ser, em cada caso, convenientemente justificados.

Tem-se em vista neste artigo estruturas ou elementos estruturais tais como estruturas fungiformes, estruturas-parede, cascas, consolas curtas, sapatas e maciços de apoio, articulações, etc.

Na terceira parte do regulamento apresentam-se regras de dimensionamento aplicáveis a alguns destes casos.

C — Esforços resistentes**Artigo 52.º — Esforços normais e de flexão**

A determinação do valor de cálculo dos esforços resistentes das secções de elementos sujeitos a tracção, compressão e flexão simples ou, ainda, a flexão composta ou desviada deve ser feita admitindo as seguintes hipóteses:

As secções mantêm-se planas na deformação;

O betão não resiste à tracção;

As relações tensões-extensões de cálculo a adoptar para o betão e para as armaduras ordinárias e de pré-esforço são as indicadas respectivamente nos artigos 20.º, 25.º e 29.º;

A extensão máxima de encurtamento no betão é limitada a $3,5 \times 10^{-3}$, excepto quando toda a secção estiver sujeita a tensões de compressão, situação em que tal valor limite variará gra-

dualmente entre $3,5 \times 10^{-3}$ e 2×10^{-3} , correspondendo este último valor ao caso em que as extensões são uniformes em toda a secção; A extensão máxima de alongamento das armaduras é limitada a 10×10^{-3} , valor este que, no caso de armaduras de pré-esforço, deve ser contado a partir do valor da extensão nessas armaduras correspondente ao valor característico do pré-esforço instalado (artigo 44.º).

Deve notar-se que a variação gradual da extensão máxima do betão, referida no artigo, é feita no sentido de diminuir a extensão máxima admissível, à medida que se tende para a compressão simples. Este procedimento destina-se a ter em conta o efeito desfavorável da atenuação dos gradientes de tensão no betão e a limitar o risco de encurvadura das armaduras comprimidas. A variação de extensões indicada pode traduzir-se pela relação:

$$\epsilon_{c1} = 3,5 \times 10^{-3} - \frac{3}{4} \epsilon_{c2}$$

em que ϵ_{c1} é a extensão no betão na fibra mais comprimida e ϵ_{c2} é a extensão na fibra menos comprimida. Note-se que esta expressão, atendendo à hipótese da conservação das secções planas, implica que, a uma distância da fibra mais comprimida igual a três sétimos da altura total da secção, a extensão no betão é sempre igual a 2×10^{-3} .

No que diz respeito à flexão desviada, simples ou composta, o problema da determinação dos esforços resistentes pode ser resolvido de modo aproximado, utilizando uma fórmula de interacção do tipo:

$$\left(\frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xo}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Rd,y}}{M_{Rd,yo}} \right)^\alpha = 1$$

em que:

$M_{Rd,x}$, $M_{Rd,y}$ — componentes, segundo 2 eixos ortogonais x e y da secção, do momento resistente de cálculo em flexão desviada, composta com um esforço normal resistente de cálculo N_{Rd} ;

$M_{Rd,xo}$, $M_{Rd,yo}$ — momento resistente de cálculo segundo cada um dos referidos eixos em flexão não desviada, composta com o mesmo esforço normal resistente de cálculo N_{Rd} ;

α — expoente cujo valor depende de vários factores, nomeadamente do valor do esforço normal, da forma da secção e da percentagem de armadura; no caso de secções rectangulares com armaduras iguais nas 4 faces, poder-se-á tomar $\alpha = 1,2$; em qualquer caso, será do lado da segurança tomar $\alpha = 1$.

Artigo 53.º — Esforço transversal

53.1 — A determinação do valor de cálculo do esforço transversal resistente de elementos sujeitos a flexão simples ou composta (vigas, lajes e pilares) deve ser efectuada com base na teoria da treliça de Morsch, convenientemente corrigida.

Assim, o valor de cálculo do esforço transversal resistente V_{Rd} é obtido pela expressão:

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd}$$

em que V_{cd} é o termo corrector da teoria de Morsch, quantificado de acordo com 53.2, e V_{wd} traduz a resistência das armaduras de esforço transversal segundo a mesma teoria, considerada do modo indicado em 53.3.

Em qualquer caso, porém, o valor de V_{Rd} não pode ser superior ao limite estabelecido em 53.4.

53.2 — O valor V_{cd} deve ser determinado do modo seguinte:

a) Em geral:

$$V_{cd} = \tau_1 b_w d$$

em que:

τ_1 — tensão cujo valor é dado no quadro VI;

b_w — largura da alma da secção; no caso de esta não ser constante, dever-se-á tomar para valor de b_w a menor largura existente numa altura de três quartos da altura útil da secção, contada a partir da armadura longitudinal de tracção;

d — altura útil da secção.

QUADRO VI

Esforço transversal
Valores da tensão τ_1
(MPa)

Classe do betão	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
τ_1	0,50	0,60	0,65	0,75	0,85	0,90	1,00	1,10	1,15

Nas zonas junto dos apoios e numa distância igual a $2d$, contada a partir do eixo do apoio, o valor de V_{cd} a considerar pode obter-se a partir do definido anteriormente, multiplicando-o pelo factor:

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Sd,red}}$$

em que:

V_{Sd} — valor de cálculo do esforço transversal actuante;

$V_{Sd,red}$ — valor de cálculo do esforço transversal reduzido, considerando que, na zona em causa, as cargas são minoradas na proporção de $a/2d$, sendo a a distância de cada carga ao eixo de apoio.

Esta correcção, que tem interesse no caso da existência de fortes cargas concentradas, só pode ser utilizada se as cargas são aplicadas de modo a formar biela de compressão diagonal com a reacção de apoio; além disso, no caso de apoios extremos com liberdade de rotação (ou fraco grau de encastramento), a armadura longitudinal de tracção necessária na secção de aplicação das cargas deve ser prolongada até ao apoio e convenientemente amarrada; no caso de apoios intermédios de elementos contínuos, a armadura de tracção necessária na secção do apoio deve ser prolongada até à secção de aplicação das cargas e amarrada para além dessa secção;

b) No caso de lajes sem armaduras de esforço transversal, os valores de V_{cd} devem ser ob-

tidos multiplicando os valores determinados segundo a alínea a) pelo factor:

$$0,6 (1,6 - d)$$

em que d representa a altura útil, expressa em metros, não devendo, em qualquer caso, este factor ser considerado com valor inferior a 0,6;

- c) No caso de elementos sujeitos a esforços de tracção significativos (tais que a fibra neutra, determinada segundo as hipóteses do artigo 52.º, se situe fora da secção), o termo V_{cd} deve ser tomado igual a 0;
- d) No caso de elementos sujeitos a flexão composta com compressão (ou pré-esforço), os valores de V_{cd} podem ser obtidos multiplicando os valores determinados segundo a alínea a) pelo factor:

$$1 + \frac{M_o}{M_{sd}}$$

em que M_{sd} é o valor de cálculo do momento actuante e M_o é o momento que, aplicado à secção, anularia a tensão de compressão resultante do esforço normal actuante de cálculo e do pré-esforço de cálculo na fibra extrema da secção que, por acção exclusiva de M_{sd} , ficaria traccionada. O valor deste factor não deve ser tomado superior a 2 e, para cálculo de M_o — momento de descompressão —, devem adoptar-se as hipóteses indicadas no artigo 69.º relativas à determinação de tensões. Os momentos M_{sd} e M_o devem ser referidos à secção em estudo.

53.3 — O valor de V_{wd} deve ser determinado pela expressão:

$$V_{wd} = 0,9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{syd} (1 + \cotg \alpha) \sin \alpha$$

em que:

- d — altura útil da secção;
- A_{sw} — área da secção da armadura de esforço transverso (no caso de estribos, compreende os vários ramos do estribo);
- s — espaçamento das armaduras de esforço transverso;
- f_{syd} — valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% do aço das armaduras de esforço transverso;
- α — ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso com o eixo do elemento ($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$).

53.4 — O valor de cálculo do esforço transverso resistente, determinado de acordo com os números anteriores, deve satisfazer ainda a seguinte condição limite:

$$V_{Rd} \leq \tau_2 b_w d$$

em que τ_2 é uma tensão cujo valor é indicado no quadro VII.

QUADRO VII
Esforço transverso
Valores da tensão τ_2
(MPa)

Classe do betão	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
τ_2	2,4	3,2	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0

Para o cômputo do valor de b_w , no caso da alma da secção conter, a dado nível, varões ou cabos com diâmetro superior a um oitavo da largura da secção a esse nível, deve considerar-se a largura, a esse nível, reduzida de metade da soma dos diâmetros de tais armaduras.

O processo estabelecido para a determinação do esforço transverso resistente de cálculo é, na sua base, idêntico ao que constava do anterior regulamento. Com efeito, é do mesmo modo adoptada, para o caso de elementos com armadura de esforço transverso, a teoria de Mörsh corrigida, sendo, porém, as correcções mais ajustadas aos resultados experimentais.

Recorde-se que esta teoria pressupõe a possibilidade de formação de, pelo menos, uma treliça de banzos paralelos e com bielas comprimidas de betão inclinadas a 45° , o que obriga a que o espaçamento das armaduras de esforço transverso seja, no máximo, $0,9 d (1 + \cotg \alpha)$, condição esta que corresponde a que qualquer possível fenda a 45° seja atravessada por armadura. Daqui resulta que, para estribos verticais, deverá ser $s < 0,9 d$ e, para varões inclinados a 45° , $s < 1,8 d$.

Faz-se notar que os resultados experimentais mostram que a utilização de estribos (verticais ou inclinados) confere aos elementos melhor comportamento, quer em serviço quer na rotura, do que o emprego de varões inclinados. Tal facto é principalmente devido a que os estribos permitem melhor distribuição da armadura de esforço transverso e asseguram a cintagem e a ligação eficaz da zona comprimida e da zona traccionada do elemento, que constituem os banzos da treliça de Mörsh. Devem portanto utilizar-se preferencialmente estribos — inclinados, se possível — e, se for necessário empregar varões inclinados, é conveniente absorver por estribos uma fracção apreciável do esforço transverso atribuído às armaduras.

Quanto ao termo corrector V_{cd} , ele procura traduzir os efeitos favoráveis de se poder considerar que a treliça tem o banzo comprimido inclinado em direcção ao apoio e que as bielas comprimidas têm uma inclinação, em geral, inferior a 45° . Estes efeitos traduzem-se naturalmente também num aumento de esforço a suportar pelo banzo traccionado da treliça, o que está na base de exigências construtivas relativamente à interrupção das armaduras longitudinais de tracção dos elementos sujeitos a flexão (ver artigos 92.º e 106.º). Aliás o CEB considera também a utilização de um processo para a determinação do esforço transverso resistente que tem em conta de modo mais objectivo tais efeitos, apresentando porém a sua aplicação maior complexidade.

Os valores de τ_1 e τ_2 que figuram nos quadros VI e VII foram obtidos a partir das expressões $\tau_1 = 0,6 f_{ctd}$ e $\tau_2 = 0,3 f_{ctd}$.

Convém acentuar que o exposto anteriormente se refere a elementos com armadura de esforço transverso para os quais é possível idealizar a formação da treliça de Mörsh. No caso de elementos em que não existam tais armaduras, o que no presente Regulamento só é permitido para lajes maciças, pois que para as vigas e pilares é sempre exigida uma armadura transversal mínima, o esquema da treliça de Mörsh não é obviamente aplicável. Neste caso, o valor de cálculo do esforço transverso resistente pode calcular-se, para percentagens correntes de armadura longitudinal, pela expressão:

$$V_{Rd} = 0,35 f_{ctd} (1,6 - d) b_w d$$

em que, no termo $(1,6 - d)$, d deve ser expresso em metros. Atendendo ao valor de τ_1 anteriormente referido, ter-se-á:

$$V_{Rd} = 0,6 \tau_1 (1,6 - d) b_w d$$

Tem-se, pois, que o estipulado na alínea b) de 53.2 para as lajes sem armadura de esforço transverso conduz aos mesmos resultados que a expressão anterior.

Note-se que, nas zonas de apoios indirectos e de actuação de cargas suspensas, o estabelecimento das bielas de compressão exige o cumprimento das disposições relativas a armaduras de suspensão contidas no artigo 98.º

É de referir ainda que, no caso de elementos pré-esforçados com cabos inclinados ou de elementos de altura variável, há que ter em

consideração os efeitos das resultantes, corrigindo o valor do esforço transversal actuante atendendo às componentes transversais do pré-esforço ou das forças desenvolvidas nos banzos da treliça.

Artigo 54.º — Punçoamento

54.1 — A determinação do valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento de lajes sujeitas a forças concentradas pode ser efectuada de acordo com as regras enunciadas no presente artigo, desde que as forças não actuem em zonas da laje em que o esforço transversal devido a outras acções tenha valor importante nem actuem na proximidade de outras forças concentradas, e ainda desde que a área carregada não diste menos de $5d$ de um bordo livre (ou do bordo de uma abertura), sendo d a altura útil da laje.

54.2 — O valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento, V_{Rd} , no caso de não existirem armaduras específicas para resistir a este esforço, é dado por:

$$V_{Rd} = v_{Rd} u$$

em que:

$$v_{Rd} = \eta \tau_1 d$$

sendo:

v_{Rd} — valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento por unidade de comprimento do contorno crítico de punçoamento;

u — perímetro do contorno crítico de punçoamento, definido por uma linha fechada envolvendo a área carregada a uma distância não inferior a $d/2$ e cujo perímetro é mínimo;

η — coeficiente cujo valor é dado por $1,6 - d$, com d expresso em metros, e que não deve ser tomado inferior à unidade;

τ_1 — tensão cujo valor é indicado no quadro VI.

54.3 — No caso da existência de armaduras específicas de punçoamento — que deverão respeitar as disposições construtivas indicadas no artigo 110.º —, o valor de cálculo do esforço resistente poderá considerar-se igual a quatro terços da componente, normal ao plano da laje, da força resistente de cálculo da armadura (correspondente à tensão f_{syd} , mas não excedendo 350 MPa). Em caso algum porém o valor do esforço resistente assim obtido poderá exceder 1,6 vezes o valor definido em 54.2.

A verificação da segurança ao punçoamento consistirá em satisfazer, ao longo do contorno crítico, a condição $V_{Rd} \geq V_{Sd}$, em que V_{Sd} — valor de cálculo do esforço actuante de punçoamento por unidade de comprimento do contorno crítico — deve ser determinado atendendo às indicações que se seguem.

No caso de a força de punçoamento V_{Sd} actuar sem excentricidade relativamente ao baricentro da área carregada, v_{Sd} pode ser considerado constante ao longo do contorno crítico e com o valor:

$$v_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{u}$$

em que u é o perímetro daquele contorno.

Se, porém, a força V_{Sd} actuar excentricamente, o valor de v_{Sd} é variável ao longo do contorno crítico de punçoamento, podendo considerar-se os seguintes valores para a verificação da segurança:

Área carregada de contorno circular (ou assimilável):

$$v_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{u} \left(1 + \frac{2|e|}{d_o} \right)$$

Área carregada de contorno rectangular:

$$v_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{u} \left(1 + 1,5 \frac{|e_x| + |e_y|}{\sqrt{b_x b_y}} \right)$$

Nestas expressões os símbolos têm o seguinte significado:

e — excentricidade de V_{Sd} (e_x e e_y são as componentes segundo as direcções x e y);

d_o — diâmetro do contorno crítico (soma da altura útil com o diâmetro da área carregada);

b_x , b_y — dimensões do contorno crítico medidas segundo as direcções x e y paralelas aos lados da área carregada.

O punçoamento excêntrico é particularmente de considerar nas estruturas fungiformes, em especial quando sujeitas a forças horizontais, assim como em certos casos de sapatas de fundação de pilares.

Chama-se ainda a atenção para que só haverá em geral que considerar o problema do punçoamento nos seguintes casos:

Se a área carregada é circular, o seu diâmetro não excede $3,5d$;

Se a área carregada é rectangular, o seu perímetro não excede $11d$, nem excede 2 a relação entre o seu comprimento e a sua largura;

Se a área carregada tem outras formas, as suas dimensões não excedem limites obtidos por analogia com os casos anteriores.

Fora dos limites indicados haverá em geral que considerar, ao longo do contorno crítico, zonas em que a verificação da segurança deve ser feita pelas regras correspondentes ao punçoamento e zonas em que tal verificação deve seguir as regras especificadas para o esforço transversal. Assim, por exemplo, no caso de a área carregada ter forma rectangular muito alongada, pode considerar-se que as zonas de punçoamento se situam apenas junto aos cantos, interessando troços de contorno crítico com um comprimento total que não deverá ser superior a $11d$ nem a $6a + 3d$, sendo a a menor dimensão da área carregada.

Por outro lado, a actuação de forças concentradas em zonas próximas de bordos livres ou de aberturas deve ser cuidadosamente analisada, considerando contornos críticos de punçoamento adequados, justificados com base em literatura especializada.

Note-se ainda que é também aplicável ao punçoamento o exposto em relação ao esforço transversal na alínea d) de 53.2 e na parte final do comentário ao artigo 53.º

Artigo 55.º — Esforço de torção

55.1 — A determinação do valor de cálculo do momento torsor resistente de secções, cheias ou vazadas, de elementos sujeitos a torção circular, deve ser efectuada com base na consideração de uma treliça tubular formada por bielas de betão comprimidas e por armaduras traccionadas transversais e longitudinais situadas na periferia da secção.

55.2 — O valor de cálculo do momento torsor resistente, T_{Rd} , é dado pelo menor dos valores obtidos pelas expressões seguintes:

$$\begin{aligned} T_{Rd} &= T_{cd} + T_{td} \\ T_{Rd} &= T_{ld} \end{aligned}$$

em que os termos T_{cd} , T_{td} e T_{ld} dependem da geometria da secção e ainda, respectivamente, da classe do betão, da armadura transversal de torção e da armadura longitudinal de torção.

O termo T_{cd} é dado pela expressão:

$$T_{cd} = 2 \tau_1 h_{ef} A_{ef}$$

em que τ_1 é uma tensão cujo valor é definido no quadro VI (artigo 53.º) e h_{ef} e A_{ef} são, relativamente a uma secção oca eficaz, fictícia, contida na secção real, a espessura da sua parede e a área limitada pela sua linha média. Esta secção oca eficaz obtém-se traçando uma linha poligonal fechada cujos vérti-

ces coincidem com as armaduras longitudinais de torção e tomando, para um e outro lado desta linha, distâncias iguais a $d_{ef}/12$, sendo d_{ef} o diâmetro do maior círculo que nela pode ser inscrito; a secção oca eficaz não pode ter pontos exteriores à secção real. O termo T_{td} é dado pela expressão:

$$T_{td} = 2 A_{st} \frac{A_{st}}{s} f_{syd}$$

em que:

- A_{st} — área da secção da cinta que constitui a armadura transversal de torção;
- s — espaçamento desta armadura;
- f_{syd} — valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% do aço da armadura transversal de torção.

O termo T_{ld} é dado pela expressão:

$$T_{ld} = 2 A_{st} \frac{A_{st}}{u_{ef}} f_{syd}$$

em que:

- A_{st} — área total das secções dos varões que constituem a armadura longitudinal de torção;
- u_{ef} — perímetro da linha média da secção oca eficaz;

e os restantes símbolos têm o significado anteriormente referido.

O valor de cálculo do momento torsor resistente determinado de acordo com as expressões anteriores deve satisfazer ainda a seguinte condição limite:

$$T_{Rd} \leq 2 \tau_2 h_{ef} A_{ef}$$

em que τ_2 é uma tensão cujo valor é definido no quadro VII (artigo 53.º).

55.3 — No caso de secções em T ou em L, as regras estipuladas nos números anteriores podem ainda ser aplicadas desde que se considere como secção oca eficaz a que resulta da justaposição das secções ocas eficazes relativas aos rectângulos componentes, suprimindo os troços de parede justapostos por forma a se obter uma única parede contornando toda a secção.

Esta parede terá, em princípio, espessura h_{ef} diferente de rectângulo para rectângulo, devendo considerar-se o menor valor de h_{ef} para o cálculo de T_{cd} e para a definição do valor limite superior de T_{Rd} ; além disso, o comprimento de cada rectângulo componente do banzo não deve exceder 3 vezes a espessura deste (figura 4).

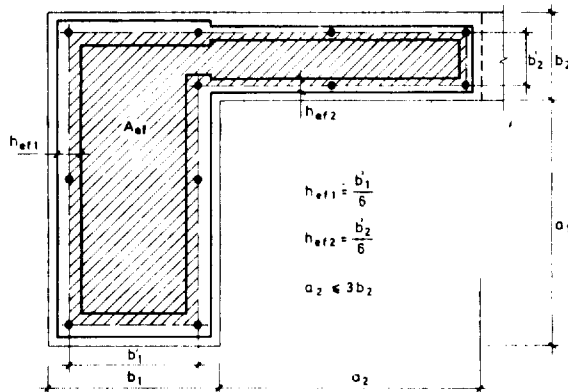


Fig. 4

As regras indicadas neste artigo são aplicáveis, como é referido, a secções sujeitas a torção circular (que, em teoria da elasticidade, é designada por torção de Saint-Venant), nas quais é aceitável considerar que o momento torsor induz apenas um fluxo fechado de tensões tangenciais, sendo portanto desprezáveis as tensões normais resultantes de empenamento. Estas regras não são por isso ajustadas a secções susceptíveis de forte empenamento, como é o caso de secções abertas de paredes esbeltas (por exemplo, em I ou em U).

Quanto às disposições relativas a secções em T ou em L, contidas em 55.3, convém referir que, no caso de o banzo ser muito esbelto relativamente à alma, poderá justificar-se não considerar a sua contribuição para a determinação do momento torsor resistente.

Note-se que o momento torsor está usualmente associado a outros esforços, pelo que haverá que ter em conta as disposições do artigo seguinte. Um aspecto particular a observar refere-se à anulação do termo T_{cd} em muitos casos de associação de momento torsor com esforço transversal.

Artigo 56.º — Esforço de torção associado a flexão ou a esforço transversal

56.1 — No caso de secções sujeitas a torção circular associada a flexão, simples ou composta, a determinação dos esforços resistentes deve ser feita independentemente para cada um dos esforços, considerando separadamente as armaduras longitudinais de torção e de flexão.

56.2 — No caso de secções sujeitas a torção circular associada a esforço transversal, a determinação dos valores de cálculo do esforço transversal e do momento torsor resistentes deve ser feita independentemente para cada um dos esforços pelas regras indicadas nos artigos 53.º e 55.º, considerando separadamente as armaduras transversais de torção e de esforço transversal, e atendendo ao expresso nas alíneas seguintes:

a) Os valores de V_{cd} e de T_{cd} são dados por:

No caso de $\tau_V + \tau_T \leq \tau_1$:

$$V_{cd} = \tau_1 \left(\frac{\tau_V}{\tau_V + \tau_T} \right) b_w d$$

$$T_{cd} = 2\tau_1 \left(\frac{\tau_T}{\tau_V + \tau_T} \right) h_{ef} A_{ef}$$

No caso de $\tau_V + \tau_T > \tau_1$:

$$V_{cd} = \tau_1 b_w d$$

$$T_{cd} = 0$$

Nestas expressões, $\tau_V = \frac{V_{Sd}}{b_w d}$ e $\tau_T = \frac{T_{Sd}}{2 h_{ef} A_{ef}}$,

sendo V_{Sd} e T_{Sd} , respectivamente, os valores de cálculo do esforço transversal e do momento torsor actuantes;

b) As condições limites para os valores de cálculo do esforço transversal e do momento torsor resistentes são:

$$V_{Rd} = \tau_2 \left(\frac{\tau_V}{\tau_V + \tau_T} \right) b_w d$$

$$T_{Rd} = 2\tau_2 \left(\frac{\tau_T}{\tau_V + \tau_T} \right) h_{ef} A_{ef}$$

CAPÍTULO VIII

Verificação da segurança em relação ao estado limite último de encurvadura

A — Disposições gerais

Artigo 57.º — Generalidades

As regras contidas no presente capítulo referem-se à verificação da segurança em relação à encurvadura de estruturas reticuladas constituídas por vigas e pilares, de nós fixos ou de nós móveis, para as quais os efeitos de 2.ª ordem não possam ser desprezados.

Os problemas especiais de encurvadura, como, por exemplo, os que envolvem enfunamento ou bambeamento, não são abordados no Regulamento, havendo portanto que recorrer a bibliografia especializada; não é tratado também o problema das estruturas reticuladas, em que os pilares estão sujeitos a fortes esforços de torção.

Artigo 58.º — Estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis

Consideram-se como estruturas de nós fixos aquelas cujos nós, sob efeito dos valores de cálculo das acções, sofrem deslocamentos horizontais de valor desprezável; em caso contrário, as estruturas são consideradas como estruturas de nós móveis.

Entende-se que os deslocamentos dos nós são desprezáveis quando o forem os efeitos secundários a eles devidos.

Do ponto de vista prático pode considerar-se que as estruturas são de nós fixos quando for satisfeita a condição:

$$h_{tot} \sqrt{\frac{\sum N}{\sum EI}} \leq \eta$$

sendo $\eta = 0,2 + 0,1n$, para n (número de andares) inferior a 4, e $\eta = 0,6$, para n igual ou superior a 4. Nesta expressão os símbolos significam:

- h_{tot} — altura total da estrutura acima das fundações;
- $\sum EI$ — soma dos factores de rigidez de flexão, em fase não fendilhada, de todos os elementos verticais de contraventamento na direcção considerada; se estes elementos não tiverem rigidez constante em altura, deve considerar-se uma rigidez equivalente;
- $\sum N$ — soma dos esforços normais ao nível da fundação, não multiplicados pelos coeficientes γ_f , correspondentes à combinação de acções relativa ao estado limite último em consideração.

É necessário ainda que os elementos de contraventamento sejam dispostos de modo a garantir suficiente rigidez de torção ao conjunto da estrutura.

Artigo 59.º — Esbelteza dos pilares. Comprimento efectivo de encurvadura

59.1 — A esbelteza, λ , de um pilar de secção constante é definida, para uma dada direcção, pela expressão:

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

em que:

l_0 — comprimento efectivo de encurvadura na direcção considerada;

i — raio de giração da secção transversal do pilar na direcção considerada, supondo-a constituída apenas por betão.

59.2 — O comprimento efectivo de encurvadura, l_0 , é definido pela distância entre os pontos de momento nulo da distribuição final de momentos ao longo do pilar.

A determinação de l_0 para os pilares de estruturas reticuladas deve ser efectuada tendo em consideração as não linearidades físicas e geométricas. Nos casos correntes, poder-se-á, porém, por simplificação, definir l_0 do modo seguinte:

$$l_0 = \eta l$$

em que l é o comprimento livre do elemento e η é um factor que depende das condições de ligação das suas extremidades e que pode considerar-se com os seguintes valores:

Pilares de estruturas de nós fixos: o menor dos valores dados por:

$$\eta = 0,7 + 0,05 (\alpha_1 + \alpha_2) \leq 1$$

$$\eta = 0,85 + 0,05 \alpha_{min} \leq 1$$

Pilares de estruturas de nós móveis: o menor dos valores dados por:

$$\eta = 1,0 + 0,15 (\alpha_1 + \alpha_2)$$

$$\eta = 2,0 + 0,3 \alpha_{min}$$

em que:

- α_1 — parâmetro relativo a uma das extremidades do pilar, dado pela relação entre a soma das rigidezes de flexão dos pilares que concorrem no nó e a soma das rigidezes de flexão das vigas que aí também concorrem;
- α_2 — parâmetro idêntico a α_1 , relativo à outra extremidade do pilar;
- α_{min} — o menor dos valores de α .

Nas extremidades de pilares ligadas a elementos de fundação devem considerar-se os seguintes valores de α :

- No caso de sapatas que confirmam ao pilar encastamento parcial: $\alpha = 1$;
- No caso de sapatas que confirmam ao pilar encastamento perfeito (por exemplo, maciços de grandes dimensões): $\alpha = 0$;
- No caso de sapatas cuja ligação ao pilar não assegure transmissão de momentos: $\alpha = 10$.

Artigo 60.º — Verificação da segurança das estruturas

60.1 — A verificação da segurança das estruturas relativamente ao estado limite último de encurvadura deve ser efectuada adoptando os mesmos coeficientes de segurança estabelecidos no artigo 47.º para os estados limites últimos de resistência, e tendo em conta as não linearidades físicas e geométricas do comportamento da estrutura.

60.2 — No caso de estruturas de nós fixos poder-se-á em geral reduzir o problema à verificação da se-

gurança de cada um dos pilares, efectuada de modo indicado na parte B do presente capítulo, atribuindo-lhes comprimentos efectivos de encurvadura determinados de acordo com o artigo 59.º e considerando-os solicitados nas suas extremidades pelos esforços resultantes de uma análise linear da estrutura, efectuada segundo os critérios estabelecidos no artigo 49.º

60.3 — No caso de estruturas de nós móveis, se não for de temer instabilidade de conjunto, poder-se-á proceder de modo análogo ao indicado em 60.2, considerando para esbelteza de cada pilar de um dado andar o valor médio das esbeltezas dos pilares desse andar, não se podendo, porém, relativamente a cada pilar, ser conduzido a uma capacidade resistente superior à que se obteria considerando o pilar como pertencendo a uma estrutura de nós fixos.

O problema da verificação da segurança das estruturas relativamente à encurvadura é bastante complexo, pois implica o conhecimento da deformada final da estrutura no seu conjunto, entrando em consideração com a modificação dos efeitos das acções devida à deformação (não linearidade geométrica) e com a alteração das características de rigidez dos elementos em função dos esforços desenvolvidos (não linearidade física).

No entanto, para as estruturas correntes, e dentro de certos limites, são aceitáveis processos simplificados, tais como os preconizados no artigo. Chama-se no entanto à atenção para que no caso de estruturas de nós móveis com pilares muito esbeltos, apresentando grande deformabilidade horizontal, a aplicação de tais processos poderá conduzir a resultados pouco realistas e por vezes inseguros; nestes casos deverá, conseqüentemente, proceder-se a uma análise mais rigorosa.

B — Verificação da segurança dos pilares

Artigo 61.º — Critérios de verificação da segurança

61.1 — A verificação da segurança dos pilares relativamente à encurvadura pode em geral ser reduzida à verificação de estados limites últimos de resistência por flexão com compressão em certas secções críticas do pilar. Tal verificação deve ser efectuada separadamente em relação a cada uma das direcções principais de inércia da secção do pilar, e ser complementada por uma verificação interessando simultaneamente ambas as direcções referidas. Esta verificação complementar pode ser dispensada nos casos em que, por motivo da existência de diferentes condições de ligação do pilar, as suas secções críticas, numa e noutra das direcções principais de inércia, não se situem na mesma zona do pilar.

No caso, porém, dos pilares que satisfaçam as condições indicadas em 61.4 não se torna necessário proceder à verificação da segurança em relação à encurvadura.

61.2 — A verificação da segurança segundo uma dada direcção deve ser efectuada considerando que o valor de cálculo do momento flector actuante, M_{Sd} (definido no artigo 62.º) na secção crítica e na direcção em causa é acrescido do momento definido pela expressão:

$$N_{Sd} (e_a + e_2 + e_c)$$

em que N_{Sd} é o valor de cálculo do esforço normal actuante e os restantes símbolos representam excentricidades adicionais definidas no artigo 63.º e correspondentes à direcção considerada; nesta verificação

não é necessário ter em conta a flexão desviada resultante da existência de momento na outra direcção.

61.3 — A verificação complementar referida em 61.1 é uma verificação em flexão desviada que, de modo simplificado, pode ser efectuada admitindo uma interacção linear expressa por:

$$\frac{M'_{Sd,x}}{M_{Rd,xo}} + \frac{M'_{Sd,y}}{M_{Rd,yo}} \leq 1$$

em que:

$$M'_{Sd,x} = M_{Sd,x} + N_{Sd} (e_{a,x} + e_{2,x} + e_{c,x})$$

$$M'_{Sd,y} = M_{Sd,y} + N_{Sd} (e_{a,y} + e_{2,y} + e_{c,y})$$

e $M_{Rd,xo}$ e $M_{Rd,yo}$ são os valores de cálculo dos momentos resistentes segundo cada um dos eixos principais de inércia da secção em flexão não desviada, composta com um esforço normal de valor igual a N_{Sd} .

61.4 — A verificação da segurança em relação à encurvadura pode ser dispensada nos casos em que se verifique uma das seguintes condições:

As relações entre os valores de cálculo dos momentos flectores e esforços normais actuantes, M_{Sd} e N_{Sd} , sejam as seguintes:

$$\frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} \geq 3,5 h \quad \text{para } \lambda \leq 70$$

$$\frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} \geq 3,5 h \frac{\lambda}{70} \quad \text{para } \lambda > 70$$

em que h representa a altura da secção;

A esbelteza seja inferior ou igual a 35 no caso de estruturas de nós móveis e, no caso de estruturas de nós fixos, satisfaça a condição:

$$\lambda \leq 50 - 15 \frac{M_{Sd,b}}{M_{Sd,a}}$$

em que $M_{Sd,b}$ e $M_{Sd,a}$ têm o significado e os sinais indicados em 62.2 e λ é a esbelteza definida em 59.1.

Note-se que as regras dadas para a verificação da segurança em relação à encurvadura de pilares são também aplicáveis, naturalmente, a outros elementos comprimidos, tais como escoras, vigas sujeitas a esforços de compressão, paredes, etc. A razão de se ter referenciado as regras em causa aos pilares deve-se ao facto de ser para estes elementos que, na grande maioria dos casos, o fenómeno tem maior acuidade.

Artigo 62.º — Momentos actuantes nas secções críticas

62.1 — Nos pilares pertencentes a estruturas de nós móveis, pode considerar-se que as secções críticas se localizam junto das extremidades dos pilares, sendo, portanto, em relação aos valores de cálculo dos momentos flectores M_{Sd} , aí actuantes, que deve proceder-se à verificação da segurança de acordo com os critérios estabelecidos no artigo 61.º

62.2 — Nos pilares pertencentes a estruturas de nós fixos, a secção crítica não se localiza em geral junto das extremidades dos pilares (mas antes numa zona intermédia), e o valor de cálculo do momento M_{Sd}

a considerar deve ser o maior dos valores obtidos pelas seguintes expressões:

$$M_{Sd} = 0,6 M_{Sd,a} + 0,4 M_{Sd,b}$$

$$M_{Sd} = 0,4 M_{Sd,a}$$

em que $M_{Sd,a}$ e $M_{Sd,b}$ são os valores de cálculo dos momentos actuantes nas extremidades do pilar, supondo-se $|M_{Sd,a}| \geq |M_{Sd,b}|$ e atribuindo-lhes o mesmo sinal ou sinais contrários consoante determinam uma deformada do pilar com simples ou com dupla curvatura, respectivamente.

Artigo 63.º — Excentricidades adicionais

63.1 — As excentricidades adicionais e_a , e_2 e e_c , referidas no artigo 61.º — designadas, respectivamente, excentricidade accidental, excentricidade de 2.ª ordem e excentricidade de fluência —, devem ser quantificadas de acordo com os números seguintes e ser tomadas com o sentido mais desfavorável no plano de encurvadura em consideração.

63.2 — A excentricidade accidental, e_a , que se destina a ter em conta os efeitos das imperfeições geométricas da execução dos pilares ou da deficiente avaliação da posição da resultante das forças neles actuantes, deve ser quantificada em face das condições particulares de cada caso. Nos casos correntes, porém, pode tomar-se para e_a um valor igual a $l_0/300$, com o mínimo de 2 cm, sendo l_0 o comprimento efectivo de encurvadura definido no artigo 59.º

63.3 — A excentricidade de 2.ª ordem, e_2 , correspondente à flecha do pilar, relativa à secção crítica, que torna máxima, nesta secção, a diferença ($M'_{Rd} - N_{Sd} e_2$), em que M'_{Rd} é um momento resistente que, sob a acção de N_{Sd} e satisfazendo as hipóteses do artigo 52.º, é compatível com e_2 .

Podem admitir-se que a relação entre a excentricidade e_2 e a curvatura do pilar na secção crítica, $\frac{1}{r}$, é expressa por:

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{l_0^2}{10}$$

Nos casos correntes, e de modo simplificado, poder-se-á adoptar para $\frac{1}{r}$ o valor dado pela seguinte expressão:

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{h} \times 10^{-3} \eta$$

em que h representa a altura da secção no plano de encurvadura considerado e η é um coeficiente dado pela expressão:

$$\eta = \frac{0,4 f_{cd} A_c}{N_{Sd}}$$

cujos valores, porém, não deve ser considerado superior à unidade; nesta expressão, A_c representa a área da secção transversal do pilar.

63.4 — A excentricidade de fluência, e_c , que se destina a ter em conta o acréscimo de deformação do pilar devido aos efeitos da fluência, deve ser quantificada em face dos esforços actuantes e das propriedades reológicas do betão.

Nos casos correntes, pode considerar-se para esta excentricidade o valor dado pela expressão:

$$e_c = \left(\frac{M_{Sg}}{N_{Sg}} + e_a \right) \left[\exp \left(\frac{\varphi_c (t_\infty, t_0) N_{Sg}}{N_E - N_{Sg}} \right) - 1 \right]$$

em que:

M_{Sg} , N_{Sg} — esforços devidos às acções com carácter de permanência (que provocam fluência), não afectadas do coeficiente γ_f ;

e_a — excentricidade accidental, definida em 63.2;

$\varphi_c (t_\infty, t_0)$ — coeficiente de fluência que poderá, em geral, tomar o valor 2,5;

N_E — carga crítica de Euler, definida por $10 E_{c,28} I_c / l_0^2$, em que $E_{c,28}$ é o módulo de elasticidade do betão cujos valores são indicados no artigo 17.º, I_c é o momento de inércia da secção transversal do pilar, na direcção considerada e referido à área de betão, e l_0 é o comprimento efectivo de encurvadura.

A excentricidade de fluência poderá, no entanto, deixar de ser considerada nos casos em que se verificar que uma das seguintes condições:

$$\frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} \geq 2,0 h$$

$$\lambda \leq 70$$

Note-se que, no caso de pilares pré-esforçados, os valores de N_{Sd} , N_{Sg} e M_{Sg} que figuram nas expressões apresentadas para o cálculo de η e e_c , devem incluir, além dos efeitos hiperestáticos do pré-esforço, os efeitos isostáticos devidos ao pré-esforço instalado nesses pilares.

Artigo 64.º — Limites de esbelteza

Os pilares não devem, em caso algum, ter esbelteza λ , definida em 59.1, superior a 140.

CAPÍTULO IX

Verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização

A — Disposições gerais

Artigo 65.º — Generalidades

Para a verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização (fendilhação e deformação) interessa considerar, de acordo com o RSA, estados limites de muito curta duração, de curta duração e de longa duração. A estes tipos de estados limites correspondem, respectivamente, os seguintes tipos de combinações de acções: combinações raras, combinações frequentes e combinações quase-permanentes.

Artigo 66.º — Regras de verificação da segurança

66.1 — A verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização deve em geral ser efec-

tuada em termos dos parâmetros que definem esses estados limites, devendo os valores atribuídos a tais parâmetros ser iguais ou superiores aos valores que eles assumem devido às acções, combinadas e quantificadas segundo as regras estipuladas pelo RSA.

66.2 — Os valores dos parâmetros que definem os estados limites, bem como as teorias de comportamento a utilizar, constam das partes B e C do presente capítulo, respectivamente para a fendilhação e para a deformação.

Observe-se que, de acordo com o RSA, para os estados limites de utilização os coeficientes de segurança γ_f , relativos às acções (permanentes e variáveis), e os coeficientes de segurança γ_m , relativos às propriedades dos materiais, devem ser considerados iguais à unidade.

B — Fendilhação

Artigo 67.º — Agressividade do ambiente e sensibilidade das armaduras à corrosão

67.1 — Para a escolha dos estados limites de fendilhação em relação aos quais há que verificar a segurança, interessa considerar a agressividade do ambiente e a sensibilidade das armaduras à corrosão.

67.2 — Do ponto de vista da sua agressividade, os ambientes classificam-se do modo seguinte:

Ambientes pouco agressivos: ambientes em que a humidade relativa é habitualmente baixa e em que não é de esperar a presença de agentes corrosivos (interiores de edifícios de habitação, de escritórios, etc.);

Ambientes moderadamente agressivos: ambientes interiores em que a humidade relativa é habitualmente elevada ou em que é de esperar a presença temporária de agentes corrosivos; ambientes exteriores sem concentração especial de agentes corrosivos; águas e solos não especialmente agressivos;

Ambientes muito agressivos: ambientes com forte concentração habitual de agentes corrosivos; líquidos agressivos (águas muito puras, águas salinas, etc.); solos especialmente agressivos.

67.3 — Do ponto de vista da sensibilidade à corrosão, e para efeitos de aplicação do presente Regulamento, consideram-se como muito sensíveis as armaduras de pré-esforço e como pouco sensíveis as armaduras ordinárias.

Consideram-se geralmente como muito sensíveis à corrosão as armaduras com diâmetro inferior a 3 mm e, independentemente do diâmetro, as armaduras de aço endurecido a frio quando submetidas permanentemente a tensões de tracção de valor superior a 400 MPa.

Foi com base neste critério que se estabeleceu a diferenciação indicada em 67.3, que não contempla os casos particulares em que se adoptem medidas especiais que confirmam uma eficiente protecção das armaduras contra a corrosão.

Artigo 68.º — Estados limites de fendilhação a considerar

68.1 — Os estados limites de fendilhação a considerar para assegurar a conveniente durabilidade das estruturas devem ser escolhidos em relação a cada tipo de combinação de acções referidas no artigo 65.º, tendo em conta a agressividade do ambiente e a sensibilidade das armaduras à corrosão.

De acordo com o disposto no artigo 11.º, os estados limites de fendilhação a considerar podem ser o de descompressão e o de largura de fendas.

68.2 — No caso de armaduras ordinárias, o estado limite a considerar é o de largura de fendas, nas condições indicadas no quadro VIII.

QUADRO VIII

Estados limites de fendilhação Armaduras ordinárias

Ambiente	Combinações de acções	Estado limite
Pouco agressivo	Frequentes	Largura de fendas, $w = 0,3$ mm.
Moderadamente agressivo	Frequentes	Largura de fendas, $w = 0,2$ mm.
Muito agressivo	Raras	Largura de fendas, $w = 0,1$ mm.

68.3 — No caso de armaduras de pré-esforço, os estados limites a considerar são o de descompressão e o de largura de fendas, nas condições indicadas no quadro IX.

QUADRO IX

Estados limites de fendilhação Armaduras de pré-esforço

Ambiente	Combinações de acções	Estado limite
Pouco agressivo	Frequentes	Largura de fendas, $w = 0,2$ mm.
	Quase permanentes	Descompressão.
Moderadamente agressivo	Frequentes	Largura de fendas, $w = 0,1$ mm.
	Quase permanentes	Descompressão.
Muito agressivo	Raras	Largura de fendas, $w = 0,1$ mm.
	Frequentes	Descompressão.

A verificação da segurança em relação à fendilhação em estruturas de betão armado e pré-esforçado (à parte considerações de ordem estética) destina-se, fundamentalmente, a garantir que, durante a vida da obra, as armaduras não sofram corrosão que comprometa significativamente a sua resistência. Trata-se, portanto, basicamente, de um problema de durabilidade.

Compreende-se por isso a dependência entre os estados limites de fendilhação a considerar e a agressividade do ambiente, a sensibilidade das armaduras à corrosão e a permanência das acções que provocam a fendilhação.

Além da quantificação dos estados limites, outras exigências devem também ser respeitadas, tais como a espessura dos recobrimentos (ver artigo 78.º) e a composição do betão (ver artigos 13.º e 14.º).

Tem interesse ainda chamar à atenção para que o problema da fendilhação pode estar ligado apenas ao tipo de utilização que vai ser dada à estrutura; é o caso, por exemplo, dos depósitos, em que a estanquidade exige a não existência de fendas. Trata-se, porém, de situações particulares, que como tal devem ser encaradas.

Tal como é referido no comentário ao artigo 11.º, poderá em certos casos ter ainda interesse a consideração do estado limite de

formação de fendas, particularmente em fases de construção de estruturas de betão pré-esforçado.

Note-se que os estados limites de fendilhação considerados dizem fundamentalmente respeito a fendilhação transversal às armaduras de elementos sujeitos a esforços normais e de flexão. A limitação da fendilhação de outros tipos, como, por exemplo, a devida a esforços transversos e de torção, e a que se desenvolve paralelamente às armaduras longitudinais, é assegurada por disposições construtivas apropriadas, indicadas no Regulamento.

Além das verificações de fendilhação referidas, dever-se-ão efectuar ainda verificações complementares da tensão de compressão no betão, tal como é especificado no artigo 71.º

Observe-se finalmente que as exigências estipuladas relativamente aos estados limites de fendilhação devem, obviamente, ser consideradas como mínimas, podendo justificar-se em muitos casos, até por razões de ordem económica, a imposição de exigências mais severas.

Artigo 69.º — Estado limite de descompressão

A segurança em relação ao estado limite de descompressão considera-se satisfeita se não existirem, nas secções do elemento, tracções ao nível da fibra extrema que ficaria mais traccionada (ou menos comprimida) por efeito dos esforços actuantes, com exclusão do pré-esforço.

A determinação de tensões necessária à verificação desta condição deve ser feita considerando as secções em fase não fendilhada, descontando os vazios correspondentes à eventual existência de armaduras ainda não aderentes e admitindo comportamento elástico perfeito dos materiais.

No caso de se pretender ter em conta a contribuição de armaduras aderentes, o valor do coeficiente de homogeneização $\alpha = E_s/E_c$ a considerar deverá reflectir a influência da duração das acções sobre o valor do módulo de elasticidade do betão; nos casos correntes poderá considerar-se $\alpha = 18$ para acções com carácter de permanência (que provocam fluência) e poderá tomar-se $\alpha = 6$ nas restantes situações.

O estado limite de descompressão é definido em relação à fibra extrema da secção de modo a assegurar que, para a combinação de acções em causa, as armaduras de pré-esforço se situem em zona comprimida. Note-se que há casos especiais em que se justifica ter em conta os efeitos devidos à presença das armaduras ordinárias, resultantes quer das tensões de tracção que são induzidas pelo impedimento que estas armaduras provocam à deformação livre do betão por retracção e fluência, quer da resistência que tais armaduras opõem ao fecho das fendas quando é admitida fendilhação para uma combinação de acções mais desfavorável do que aquela em relação à qual é efectuada a verificação do estado limite de descompressão.

Artigo 70.º — Estado limite de largura de fendas

70.1 — A segurança em relação ao estado limite de largura de fendas considera-se satisfeita se o valor característico da largura das fendas, ao nível das armaduras mais traccionadas, não exceder o valor de w especificado no artigo 68.º

A determinação daquele valor característico, w_k , pode ser efectuada pelas expressões seguintes:

$$w_k = 1,7 w_m$$

$$w_m = s_{rm} \epsilon_{sm}$$

em que:

w_m — valor médio da largura das fendas;

s_{rm} — distância média entre fendas;

ϵ_{sm} — extensão média da armadura.

70.2 — No caso de elementos sujeitos a tracção ou a flexão, simples ou composta, a distância média en-

tre fendas e a extensão média da armadura podem ser calculadas do modo a seguir indicado:

a) Distância média entre fendas:

$$s_{rm} = 2 \left(c + \frac{s}{10} \right) + \eta_1 \eta_2 \frac{\varnothing}{e_r}$$

em que:

c — recobrimento da armadura;

s — espaçamento dos varões da armadura; s deve ser considerado igual a $15 \varnothing$ quando o espaçamento exceder este limite;

η_1 — coeficiente dependente das características de aderência dos varões, que deve ser tomado igual a 0,4 para varões de alta aderência e igual a 0,8 para varões de aderência normal; contudo, para este efeito, os varões de aço A 400 EL e as redes electrossoldadas de aço A 500 EL podem ser considerados como de alta aderência;

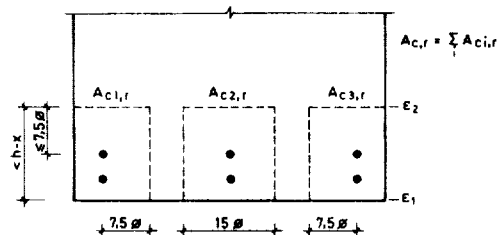
η_2 — coeficiente dependente da distribuição de tensões de tracção na secção, dado por:

$$\eta_2 = 0,25 \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2 \epsilon_1}$$

em que ϵ_1 e ϵ_2 são, respectivamente, as extensões aos níveis inferior e superior da área do betão envolvente da armadura, calculadas em secção fendilhada;

\varnothing — diâmetro dos varões da armadura;

e_r — relação $A_s/A_{c,r}$, em que A_s é a área da secção da armadura (excluindo as armaduras pós-tensionadas) e $A_{c,r}$ é a área da secção do betão traccionado envolvente da armadura; esta área $A_{c,r}$ é definida como o somatório das áreas de influência de cada varão da armadura, cada uma das quais deve estar contida num rectângulo centrado no varão e com lado igual, no máximo, a $15 \varnothing$ e deve ser limitada pelo contorno da secção, não devendo sobrepor-se às áreas de influência de varões contíguos; além disso, as áreas de influência devem situar-se totalmente na zona traccionada da secção (figura 5);



h — altura da secção
 x — profundidade da linha neutra calculada em secção fendilhada

Fig. 5

b) Extensão média das armaduras traccionadas:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

em que:

- σ_s — tensão de tracção na armadura (ou variação de tensão no caso de armaduras de pré-esforço), correspondente ao esforço resultante da combinação de acções em causa; esta tensão deve ser calculada em secção fendilhada;
- E_s — módulo de elasticidade do aço;
- σ_{sr} — tensão de tracção na armadura (ou variação de tensão no caso de armaduras de pré-esforço), calculada em secção fendilhada, correspondente ao esforço que provoca o início da fendilhação; este esforço é o que, em secção não fendilhada, conduz a uma tensão de tracção máxima no betão de valor f_{ctm} , definido no artigo 16.º;
- β_1 — coeficiente dependente das características de aderência dos varões da armadura, que deve ser tomado igual à unidade para varões de alta aderência e igual a 0,5 para varões de aderência normal; contudo, para este efeito, os varões de aço A 400 EL e as redes electrossoldadas de aço A 500 EL podem ser considerados como de alta aderência;
- β_2 — coeficiente dependente da permanência ou da repetição das acções, que deve ser tomado igual a 0,5 no caso de combinações frequentes ou quase permanentes e igual a 1,0 no caso de combinações raras de acções.

No caso de armaduras pré-esforçadas, as variações de tensão σ_s e σ_{sr} devem ser calculadas a partir do estado correspondente ao anulamento das tensões de compressão induzidas pelo pré-esforço no betão envolvente da armadura.

O valor da extensão média das armaduras não pode, em caso algum, ser considerado inferior a $0,4 \sigma_s / E_s$.

70.3 — Nos casos correntes de vigas e de lajes considera-se satisfeita a verificação da segurança em relação ao estado limite de largura de fendas, quando se trate de armaduras ordinárias e de ambientes pouco agressivos ou moderadamente agressivos, desde que sejam cumpridas as disposições relativas a espaçamento de varões contidas nos artigos 91.º e 105.º

As expressões indicadas no artigo para cálculo da distância média entre fendas e da extensão média das armaduras referem-se à fendilhação transversal às armaduras de tracção e, embora deduzidas para fendilhação estabilizada, podem ser aplicadas a casos de fendilhação não estabilizada.

Para a determinação das tensões nas armaduras em secção fendilhada pode admitir-se comportamento elástico perfeito dos ma-

teriais com um coeficiente de homogeneização adequado à natureza (duração) das acções; no entanto, pode, por simplificação, adoptar-se para tal coeficiente o valor de $\alpha = 15$.

Note-se ainda que, no caso de elementos de betão pré-esforçado, a verificação da segurança em relação ao estado limite de largura de fendas fica em geral satisfeita se o valor da tensão de tracção na fibra extrema da secção não exceder o valor característico da tensão de rotura do betão à tracção simples indicado no artigo 16.º; a determinação daquele valor da tensão pode ser efectuada de acordo com as hipóteses estipuladas no artigo 69.º

Artigo 71.º — Verificação da tensão máxima de compressão

A verificação da segurança em relação aos estados limites de fendilhação deve ser complementada por uma verificação de tensão máxima de compressão no betão, efectuada para as combinações raras de acções.

O valor desta tensão é limitado em geral a $0,8 f_{cd}$, em que f_{cd} é o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão definido no artigo 19.º No caso, porém, de o betão não ter atingido a idade de 28 dias, o valor limite da tensão deve ser $0,8 f_{ck,j} / \gamma_c$, em que $f_{ck,j}$ é o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão, referido a provetes cilíndricos, determinado para a idade j em consideração e γ_c é o coeficiente de segurança definido no artigo 19.º, cujo valor é 1,5.

A verificação em causa deve ser feita admitindo comportanto elástico perfeito dos materiais e considerando a secção fendilhada ou não fendilhada consoante existam ou não tensões de tracção (calculadas em secção não fendilhada) de valor superior ao valor f_{ctm} , definido no artigo 16.º

A limitação da tensão de compressão visa obviar a eventual fendilhação longitudinal do betão ou a deformação excessiva devida à fluência.

É de notar, no entanto, que a verificação desta tensão máxima só será condicionante em casos particulares, tais como fases de aplicação do pré-esforço ou secções flectidas fortemente armadas.

C — Deformação

Artigo 72.º — Estados limites de deformação a considerar

72.1 — Os valores limites das deformações (flechas, rotações, deslocamentos) a considerar em correspondência com as combinações de acções referidas no artigo 65.º, com vista à verificação da segurança em relação ao estado limite de deformação, dependem do tipo de estrutura e das condições da sua utilização, devendo, portanto, ser convenientemente estabelecidos em cada caso.

72.2 — Nos casos correntes de vigas e lajes de edifícios, a verificação da segurança em relação aos estados limites de deformação poderá limitar-se à consideração de um estado limite definido por uma flecha igual a $1/400$ do vão para combinações frequentes de acções; porém, se a deformação do elemento afectar paredes divisórias, e a menos que a fendilhação dessas paredes seja contrariada por medidas adequadas, aquela flecha não deve ser tomada com valor superior a 1,5 cm.

72.3 — A verificação da segurança referida no número anterior considera-se satisfeita desde que se cumpram as condições expressas nos artigos 89.º, 102.º e 113.º

Artigo 73.º — Determinação das deformações

73.1 — Na determinação das curvaturas necessárias ao cálculo das rotações e das flechas de elementos sujeitos a flexão simples ou composta, devem ser devidamente considerados os comportamentos em fase não fendilhada e em fase fendilhada.

A fase fendilhada pode, convencionalmente, considerar-se como tendo início para um valor da tensão de tracção no betão igual ao valor médio da tensão de rotura por tracção, f_{ctm} , definido no artigo 16.º

Na fase fendilhada deve ser tida em conta a contribuição do betão entre fendas através da consideração de uma extensão média das armaduras calculada de acordo com a expressão indicada em 70.2, sem considerar, porém, a limitação aí referida para o valor desta extensão média.

73.2 — Na determinação das curvaturas correspondentes a acções que se exercem durante intervalos de tempo relativamente longos, devem considerar-se devidamente os efeitos da fluência e da retracção do betão.

A aplicação das disposições deste artigo relativas ao cálculo das curvaturas pode ser facilitada pela consideração das regras a seguir indicadas.

As curvaturas $\frac{1}{r}$ são definidas pela expressão:

$$\frac{1}{r} = \frac{\epsilon_c - \epsilon_s}{d}$$

em que ϵ_c e ϵ_s são, respectivamente, a extensão no betão ao nível da fibra mais comprimida da secção e a extensão na armadura mais traccionada (ou menos comprimida), consideradas com os respectivos sinais.

Nas zonas não fendilhadas, aquelas extensões são determinadas admitindo que o comportamento dos materiais é elástico perfeito e que o betão resiste à tracção; nas zonas fendilhadas admitir-se-á também comportamento elástico perfeito dos materiais, desprezar-se-á a resistência à tracção do betão, e a extensão ϵ_s será tomada com o valor ϵ_{sm} calculado de acordo com 70.2.

A curvatura total ao fim do tempo t , devida a acções permanentes e variáveis, pode ser calculada pela soma da curvatura elástica (correspondente ao instante em que são aplicadas as acções) e das curvaturas devidas à fluência e à retracção do betão.

A determinação da curvatura devida à fluência apresenta contudo dificuldades, decorrentes não só do deficiente conhecimento dos efeitos dos numerosos parâmetros que condicionam a fluência do betão simples mas também devido aos efeitos resultantes da presença de armaduras. Porém, nos casos correntes, esta parcela da curvatura pode ser determinada, de modo simplificado, pela diferença entre a curvatura ao fim do tempo t devida apenas à parte permanente das acções e à curvatura elástica correspondente a esta mesma parte das acções.

No que respeita à curvatura devida à retracção, a considerar nos casos em que tal seja pertinente, deve ter-se em conta não só a retracção livre do betão mas também os efeitos devidos à presença de armaduras aderentes (traccionadas e comprimidas).

Tem interesse chamar ainda a atenção para o facto de os valores calculados das deformações poderem diferir sensivelmente dos valores reais, particularmente nos casos em que os valores dos momentos actuantes são vizinhos dos momentos de fendilhação. O desvio entre o valor calculado e o valor real depende, entre outros factores, da dispersão das características dos materiais, do meio ambiente e das condições e história da aplicação das acções. Esta dispersão de valores deve ser devidamente tida em consideração naqueles casos em que o conhecimento da deformação assuma particular importância no problema em causa (por exemplo, estruturas pré-esforçadas em consola executadas por avanços sucessivos).

TERCEIRA PARTE

Disposições de projecto e disposições construtivas

CAPÍTULO X

Disposições gerais relativas a armaduras

Artigo 74.º — Armaduras principais e secundárias

Nas estruturas de betão armado e pré-esforçado devem dispor-se, além das armaduras principais dimensionadas de acordo com as regras estabelecidas neste Regulamento, armaduras secundárias que garantam a eficiência do funcionamento daquelas armaduras, assegurem a ligação entre partes dos elementos que tenham tendência a destacar-se, e limitem o alargamento da fendilhação localizada.

Como se sabe, os esquemas estruturais adoptados para o dimensionamento das estruturas nem sempre conseguem traduzir toda a complexidade do seu comportamento real, havendo, conseqüentemente, necessidade de dispor, para além das armaduras directamente relacionadas com os esforços obtidos a partir de tais idealizações (armaduras principais), outras armaduras que assegurem o bom comportamento global das estruturas; estas armaduras, ditas «secundárias», são particularmente necessárias quando existam singularidades localizadas devidas quer a variação brusca de geometria das peças (nós, aberturas, variações de secção, etc.) quer a actuação de forças em zonas restritas dos elementos estruturais (cargas concentradas, zonas de amarração dos cabos de pré-esforço, zonas de emendas e amarração de varões).

Em muitos casos a determinação das armaduras secundárias pode ser efectuada a partir da consideração de adequados equilíbrios de forças nas zonas de perturbação em causa; algumas das disposições construtivas constantes desta terceira parte do Regulamento têm como base análises deste tipo.

Nos casos em que existam nos elementos estruturais superfícies segundo as quais haja tendência para o deslizamento devido a tensões tangenciais (por exemplo, em peças betonadas por fases), tais superfícies devem ser atravessadas por armaduras secundárias convenientemente amarradas, fazendo com essas superfícies ângulos compreendidos entre 45º e 90º. O dimensionamento dessas armaduras pode ser efectuada pela chamada «regra das costuras», através da seguinte expressão:

$$v_{sd} \leq \frac{A_s}{s} f_{syd} (1 + \cotg \alpha) \sin \alpha$$

em que:

v_{sd} — valor de cálculo da força tangencial por unidade de comprimento na superfície em consideração;

A_s — área da secção da armadura existente no comprimento s ;

s — espaçamento das armaduras;

f_{syd} — valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% do aço;

α — ângulo das armaduras com a superfície considerada.

No caso de actuarem também forças normais à superfície em consideração, o seu efeito deve ser devidamente tido em conta no dimensionamento das armaduras em causa.

Artigo 75.º — Utilização conjunta de aços de tipos diferentes

A utilização conjunta de aços de tipos diferentes exige que tal facto seja devidamente considerado no dimensionamento e que na obra se tomem precauções que evitem erros resultantes de incorrecta identificação dos aços.

Artigo 76.º — Agrupamento de armaduras

76.1 — No caso de armaduras ordinárias, os agrupamentos de varões que haja necessidade de utilizar não devem ser constituídos por mais de 3 varões; admite-se, porém, que, para armaduras verticais sempre comprimidas, este número possa aumentar para 4. Além disso, os varões de um agrupamento devem ser dispostos de tal modo que, numa dada direcção, não existam mais de 2 varões em contacto.

Em qualquer caso, porém, o diâmetro equivalente do agrupamento, \varnothing_n , definido pela expressão:

$$\varnothing_n = \sqrt{\sum_i \varnothing_i^2}$$

não deve ser superior a 55 mm; nesta expressão, \varnothing_i é o diâmetro de cada um dos n varões do agrupamento.

Para observância das regras do presente Regulamento em que o diâmetro dos varões seja parâmetro condicionante, deve considerar-se para os agrupamentos o seu diâmetro equivalente.

76.2 — No caso de armaduras pós-tensionadas com bainhas cujo diâmetro não exceda 50 mm, cada agrupamento pode comportar, no máximo, 4 bainhas, dispostas de tal modo que, numa dada direcção, não haja mais de 2 bainhas em contacto. No caso de bainhas com diâmetro superior a 50 mm, só é permitido o agrupamento de 2 bainhas e, no caso de vigas e lajes, apenas na direcção vertical.

76.3 — No caso de armaduras pré-tensionadas, cada agrupamento só pode comportar 2 armaduras.

Artigo 77.º — Distância mínima entre armaduras

77.1 — A distância livre entre armaduras ou bainhas ou entre agrupamentos destes elementos deve ser suficiente para permitir realizar a betonagem em boas condições, assegurando-lhes desta forma um bom envolvimento pelo betão e as necessárias condições de aderência.

77.2 — No caso de armaduras ordinárias, a distância livre entre varões não deve ser inferior ao maior diâmetro dos varões em causa (ou ao diâmetro equivalente dos seus agrupamentos), com o mínimo de 2 cm.

77.3 — No caso de armaduras pós-tensionadas, a distância livre entre bainhas ou entre agrupamentos não deve ser inferior ao maior diâmetro das bainhas em causa nem a 4,0 cm e 5,0 cm, respectivamente nas direcções vertical e horizontal; no entanto, no caso de um agrupamento na horizontal, as distâncias às bainhas mais próximas não devem ainda ser inferiores a 1,2 e 1,5 vezes o maior diâmetro das bainhas, respectivamente nas direcções vertical e horizontal.

77.4 — No caso de armaduras pré-tensionadas, as distâncias livres não devem ser inferiores ao maior dos diâmetros das armaduras em causa nem a 1,0 cm e 2,0 cm, respectivamente nas direcções vertical e horizontal.

No caso de um agrupamento na vertical, as distâncias às armaduras mais próximas não devem ser inferiores a 1,5 vezes o maior diâmetro das armaduras em causa nem a 1,0 cm e 2,5 cm, respectivamente nas direcções vertical e horizontal.

No caso de um agrupamento na horizontal, as distâncias às armaduras mais próximas não devem ser inferiores a 2 vezes o maior diâmetro das armaduras em causa nem a 3,0 cm, quer na direcção vertical quer na direcção horizontal.

77.5 — A exigência de distâncias mínimas especificada em 77.2, 77.3 e 77.4 não se aplica ao cruzamento ou à emenda por sobreposição de armaduras.

As distâncias entre armaduras, além de obedecerem aos mínimos indicados no artigo, devem, ainda, ser compatibilizadas com a máxima dimensão do inerte utilizado, com vista a assegurar um eficaz envolvimento das armaduras pelo betão.

Nos casos em que haja grande densidade de armaduras, os varões das diferentes camadas devem ficar alinhados em planos verticais, com reserva de espaço para passagem de uma agulha de vibração.

Artigo 78.º — Recobrimento mínimo das armaduras

78.1 — O recobrimento das armaduras ou bainhas (ou dos agrupamentos destes elementos) deve permitir realizar a betonagem em boas condições e assegurar não só a necessária protecção contra a corrosão mas também a eficiente transmissão das forças entre as armaduras e o betão.

78.2 — Os recobrimentos mínimos a adoptar em elementos não laminares em que se utilize betão de classe inferior a B30 e armaduras ordinárias devem ser os seguintes:

Em ambientes pouco agressivos	2,0 cm
Em ambientes moderadamente agressivos	3,0 cm
Em ambientes muito agressivos	4,0 cm

havendo que aumentar em 1,0 cm estes valores no caso de armaduras de pré-esforço.

Os valores referidos podem, no entanto, ser diminuídos: de 0,5 cm, no caso de elementos laminares; de 0,5 cm, para betões das classes B30, B35 e B40, e de 1,0 cm, para betões de classes superiores a B40. Estas diminuições são cumulativas, não se devendo, porém, em caso algum, adoptar recobrimento inferior a 1,5 cm.

Além de satisfazer as condições anteriormente estabelecidas, o recobrimento mínimo não deve ser inferior ao diâmetro das armaduras ordinárias (ou ao diâmetro equivalente dos seus agrupamentos). No caso de armaduras pré-esforçadas, o recobrimento mínimo não deve também, para as armaduras pós-tensionadas, ser inferior ao diâmetro das bainhas com o mínimo de 4,0 cm e, para as armaduras pré-tensionadas, ser inferior a 2 vezes o diâmetro das armaduras com o mínimo de 2,0 cm; em agrupamentos na horizontal de armaduras pós-tensionadas, o recobrimento lateral não deve ainda ser inferior a 2 vezes o maior diâmetro das bainhas.

Tal como se referiu para a distância entre armaduras, os recobrimentos deverão também ser compatibilizados com a máxima dimensão do inerte utilizado.

No caso de estruturas sujeitas a ambientes muito agressivos e, em especial, se as armaduras forem muito sensíveis à corrosão, a eficácia da protecção conferida pelo recobrimento deve ser conseguida também à custa da utilização de betões com boas características de compacidade e de uma betonagem especialmente cuidada.

Note-se ainda que, no caso de agrupamentos, o recobrimento deve ser naturalmente contado a partir do contorno do agrupamento.

Certas condições particulares, como, por exemplo, exigências de protecção contra o fogo, poderão impor a utilização de recobrimentos superiores aos mínimos indicados no artigo. Porém, quando o recobrimento ultrapassar 5,0 cm, é recomendável o emprego de uma armadura de pele.

Artigo 79.º — Curvatura máxima das armaduras

79.1 — A curvatura máxima que pode ser imposta a uma armadura deve ser tal que não afecte a resistência desta e não provoque o esmagamento ou fendimento do betão por efeito da pressão que se exerce na zona da curva.

79.2 — No caso de armaduras ordinárias, as dobragens dos varões devem ser executadas com diâmetros não inferiores aos indicados no quadro X.

QUADRO X
Diâmetros interiores mínimos de dobragem de armaduras ordinárias

Tipo de aço	Ganchos, cotovelos, laços, estribos e cintas ⁽¹⁾			Armaduras em geral ⁽²⁾
	Conforme o diâmetro dos varões, \varnothing (mm)			
	$\varnothing \leq 18$	$18 < \varnothing \leq 32$	$32 < \varnothing \leq 40$	
A235 NL	2,5 \varnothing	5 \varnothing	5 \varnothing	15 \varnothing
A235 NR	4 \varnothing	7 \varnothing	10 \varnothing	15 \varnothing
A400 NR A400 ER A400 EL	5 \varnothing	8 \varnothing	12 \varnothing	20 \varnothing
A500 NR A500 ER A500 EL	5 \varnothing	-	-	20 \varnothing

⁽¹⁾ No caso de laços, há também que satisfazer a condição indicada em 79.3.

⁽²⁾ Os valores indicados podem ser reduzidos de 5 \varnothing , quando o recobrimento lateral da dobra for maior que 5 cm ou 3 \varnothing .

79.3 — No caso de armaduras ordinárias formando laço, o diâmetro de dobragem não deve ser inferior ao dado pela expressão:

$$\left(0,7 + 1,4 \frac{\varnothing}{a}\right) \frac{\sigma_{sSd}}{1,5 f_{cd}} \varnothing$$

em que σ_{sSd} é a tensão na armadura no início da dobra, correspondente ao valor de cálculo do esforço actuante, e a é a menor das duas quantidades seguintes: distância entre o plano do laço e a face da peça; distância entre o plano do laço e o plano do laço vizinho.

Artigo 80.º — Aderência das armaduras ao betão

80.1 — A aderência das armaduras ao betão, propriedade que interessa não apenas ao problema do

funcionamento conjunto dos dois materiais, mas também à definição dos critérios de amarração e de emenda das armaduras, é quantificada basicamente através de uma tensão de rotura de aderência, cujos valores dependem das características de aderência das armaduras, da classe do betão e das condições de envolvimento das armaduras pelo betão.

80.2 — Do ponto de vista da aderência, as armaduras ordinárias classificam-se em armaduras de aderência normal e armaduras de alta aderência. Quanto às condições dependentes do envolvimento dos varões pelo betão, considera-se que estes se encontram em condições de boa aderência quando, na ocasião da betonagem, formem com a horizontal um ângulo compreendido entre 45º e 90º, ou quando os varões estejam integrados em elementos cuja espessura, na direcção da betonagem, não exceda 25 cm; no caso de esta espessura exceder 25 cm, considera-se que os varões estão ainda em condições de boa aderência se se situarem na metade inferior do elemento (ou na metade inferior da parte betonada numa mesma fase de betonagem) ou a mais de 30 cm da sua face superior.

Os valores de cálculo da tensão de rotura da aderência, f_{bd} , das armaduras ordinárias são indicadas no quadro XI.

QUADRO XI

Valores de cálculo da tensão de rotura da aderência, f_{bd} , de armaduras ordinárias ⁽¹⁾

(MPa)

Características de aderência dos varões	Classe do betão								
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
Aderência normal	0,8	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
Alta aderência	1,8	2,1	2,4	2,7	3,0	3,3	3,6	3,9	4,2

⁽¹⁾ Os valores indicados referem-se a varões betonados em condições de boa aderência; para outras condições de aderência, estes valores devem ser multiplicados por 0,7.

80.3 — Nos casos em que as armaduras estejam submetidas a elevados gradientes de tensão, particularmente se forem de grande diâmetro, deverá proceder-se a uma verificação local da aderência, que consiste em satisfazer a condição:

$$\tau_{bSd} = \frac{\Delta F_{sSd}}{u \Delta x} \leq f_{bd}$$

em que:

- τ_{bSd} — tensão de aderência correspondente ao valor de cálculo do esforço actuante;
- ΔF_{sSd} — diferença entre as forças na armadura em 2 secções distantes de Δx , sendo $\Delta x \leq 10 \varnothing$ (correspondente ao valor de cálculo do esforço actuante);
- u — perímetro da secção da armadura; no caso de agrupamentos, será o perímetro da secção de diâmetro equivalente definido em 76.1;
- f_{bd} — valor de cálculo da tensão de rotura da aderência.

80.4 — As disposições relativas a amarrações e emendas por aderência são indicadas nos artigos 81.º a 86.º

Os valores de cálculo da tensão de rotura da aderência especificados em 80.2 resultam da aplicação das seguintes expressões:

varões de aderência normal: $f_{bd} = 0,3 \sqrt{f_{cd}}$ (f_{cd} em MPa);
 Varões de alta aderência: $f_{bd} = 2,25 f_{ctd}$.

No caso de elementos sujeitos predominantemente a acções variáveis que determinem variações de tensão muito repetidas e de grande amplitude nas armaduras, será prudente reduzir estes valores, considerando as suas consequências nas condições de amarração e de emenda das armaduras.

Artigo 81.º — Amarração de varões de armaduras ordinárias

81.1 — As extremidades dos varões das armaduras ordinárias devem ser fixadas ao betão por amarrações, que podem ser realizadas por prolongamento recto ou curvo dos varões, por laços ou por dispositivos mecânicos especiais.

81.2 — A utilização das amarrações por prolongamento dos varões, que, quando curvo, pode incluir gancho ou cotovelo com as características geométricas indicadas na figura 6, depende da capacidade de aderência dos varões ao betão e do tipo de esforços a que estes estão submetidos. Assim, tratando-se de varões de aderência normal devem utilizar-se apenas amarrações com ganchos, excepto se os varões estiverem sempre sujeitos a compressão, caso em que convirá usar amarrações rectas. Para os varões de alta aderência devem utilizar-se amarrações rectas, excepto se os varões estiverem sempre sujeitos a tracção, caso em que se permite a utilização de ganchos ou cotovelos.

81.3 — Nas zonas de amarração de varões, o betão deve ser cintado por uma armadura transversal (estribos ou cintas) distribuída ao longo da zona de amarração, no caso de varões traccionados com amarrações rectas, e concentrada junto aos extremos dos varões, nos restantes casos; em particular, nas amarrações de varões comprimidos, a armadura de cintagem deve ainda abranger uma zona que se estenda, para além da amarração, de um comprimento igual a 4 vezes o diâmetro dos varões amarrados.

A exigência desta armadura pode ser dispensada no caso de amarrações de varões traccionados em zonas dos elementos sujeitas a compressão transversal à direcção dos varões (devida, por exemplo, a uma reacção de apoio) e no caso de varões cuja distância à face do elemento ou a outros varões seja relativamente grande.

81.4 — Os comprimentos da amarração, $l_{b,net}$ (figura 6), são definidos pela expressão:

$$l_{b,net} = l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \alpha_1$$

em que:

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \frac{f_{syd}}{f_{bd}}$$

não devendo, porém, em caso algum, ser tomados inferiores a qualquer dos seguintes valores: $10\emptyset$; 100 mm; $0,3 l_b$, no caso de varões traccionados; $0,6 l_b$, no caso de varões comprimidos.

Os símbolos utilizados têm o seguinte significado:

- $A_{s,cal}$ — secção da armadura requerida pelo cálculo;
- $A_{s,ef}$ — secção da armadura efectivamente adoptada;
- α_1 — coeficiente que toma o valor de 0,7, no caso de amarrações curvas em tracção, e é igual à unidade nos restantes casos;
- \emptyset — diâmetro do varão ou diâmetro equivalente do agrupamento;
- f_{syd} — valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% do aço;
- f_{bd} — valor de cálculo da tensão de rotura da aderência, definido no artigo 80.º

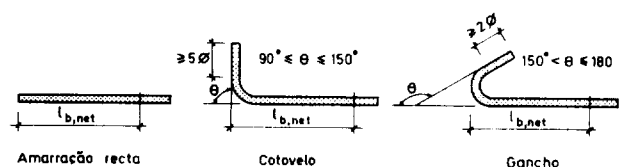


Fig. 6

81.5 — No caso de agrupamento de varões, cada varão deve ser amarrado individualmente com o comprimento de amarração correspondente ao varão isolado, mas as extremidades das amarrações resultantes devem ficar separadas entre si de, pelo menos, 1,3 vezes o comprimento de amarração; no caso, porém, de agrupamentos que terminem em apoios, poder-se-á fazer a amarração conjunta de todos os varões, mas com o comprimento de amarração correspondente ao diâmetro equivalente do agrupamento.

81.6 — No caso de se utilizarem amarrações com laços, considera-se assegurada a amarração a uma distância da tangente exterior do laço igual a metade do diâmetro interior do laço, acrescido de 3 vezes o diâmetro do varão.

Para atenuar o risco de fendimento do betão, deve dispor-se, em direcção perpendicular ao plano do laço, uma armadura adequada, que pode, porém, ser dispensada nas mesmas condições enunciadas em 81.3 relativamente à dispensa de armadura aí referida.

81.7 — A utilização de dispositivos mecânicos especiais para a realização de amarrações necessita de adequada justificação.

A determinação dos comprimentos de amarração estipulada no artigo está de acordo com as prescrições do CEB, as quais fornecem resultados mais diferenciados que os que constavam do regulamento de 1967. No entanto, para as aplicações correntes, tal diferenciação é muito atenuada.

No quadro seguinte figuram os comprimentos de amarração a que se é conduzido nos casos correntes, considerando $A_{s,cal} = A_{s,ef}$.

Valores do comprimento de amarração, $l_{b,net}$

Tipo de aço	Tipo de amarração	Classes do betão e condições de aderência							
		B20		B25		B30		B35	
		A	B	A	B	A	B	A	B
A235 NL	Com gancho	35 Ø	50 Ø	30 Ø	45 Ø	30 Ø	45 Ø	25 Ø	40 Ø
A235 NR	Recta	25 Ø	35 Ø	20 Ø	30 Ø	20 Ø	25 Ø	15 Ø	25 Ø
A400 NR A400 ER	Recta	40 Ø	60 Ø	35 Ø	50 Ø	30 Ø	45 Ø	30 Ø	40 Ø
A400 EL	Com gancho	60 Ø	85 Ø	55 Ø	80 Ø	50 Ø	75 Ø	45 Ø	65 Ø
A500 NR A500 ER	Recta	50 Ø	75 Ø	45 Ø	65 Ø	40 Ø	60 Ø	35 Ø	50 Ø

A — Condições de boa aderência.
B — Outras condições de aderência.

Artigo 82.º — Amarração de redes electrossoldadas

82.1 — As extremidades dos varões longitudinais das redes electrossoldadas devem ser fixadas ao betão por amarrações rectas.

Estas amarrações, a menos do caso referido no n.º 82.3, devem em geral ter um comprimento superior a 35 cm e incluir o número mínimo de varões transversais a seguir indicado:

Redes simples; redes duplas com varões longitudinais de diâmetro igual ou inferior a 8,5 mm:

Varões de aderência normal — 3 varões transversais;

Varões de alta aderência — 2 varões transversais;

Redes duplas com varões longitudinais de diâmetro superior a 8,5 mm:

Varões de aderência normal — 4 varões transversais;

Varões de alta aderência — 3 varões transversais.

O número de varões transversais e o comprimento mínimo indicados anteriormente podem ser reduzidos na proporção da relação $A_{s,cal}/A_{s,ef}$ entre a secção de armadura requerida pelo cálculo e a secção de armadura efectivamente adoptada, devendo o número de varões ser obtido por arredondamento ao inteiro superior e o comprimento a utilizar não ser inferior a 10 cm.

82.2 — No caso de elementos sujeitos a acções que determinem variações de tensão de grande amplitude e muito frequentes, o número mínimo de varões transversais indicado em 82.1 deve ser aumentado de uma unidade.

82.3 — No caso de redes constituídas por varões de alta aderência em que não se possa contar com a contribuição dos varões transversais, as amarrações devem ser estabelecidas adoptando as regras indicadas no artigo 81.º para as amarrações rectas de varões.

No caso de redes duplas em que os varões constituam agrupamentos, poder-se-á porém efectuar

sempre a amarração conjunta dos varões de cada agrupamento, mas com o comprimento de amarração correspondente ao seu diâmetro equivalente.

No caso de redes em que os varões transversais desempenhem também funções resistentes (por exemplo, em lajes armadas em 2 direcções), as amarrações de tais varões devem, obviamente, ser realizadas de acordo com as regras indicadas para os varões longitudinais.

Artigo 83.º — Amarração de armaduras de pré-esforço

A amarração das armaduras de pré-esforço deve ser executada por meio dos dispositivos previstos pelo sistema de pré-esforço utilizado, tendo em atenção o estipulado no artigo 45.º, quanto à difusão do pré-esforço a partir da extremidade da armadura, e o estipulado nos artigos 138.º a 141.º relativamente às condições de resistência do elemento na zona da amarração.

Artigo 84.º — Emenda de varões de armaduras ordinárias

84.1 — As emendas dos varões das armaduras ordinárias — que podem ser realizadas por sobreposição, por soldadura ou por meio de dispositivos mecânicos especiais — devem ser empregadas o menos possível e, de preferência, em zonas em que os varões estejam sujeitos a tensões pouco elevadas.

84.2 — As emendas de varões por sobreposição, excepto nos casos referidos em 84.3, devem ser realizadas de acordo com o disposto nas alíneas seguintes:

- a) As amarrações dos varões na zona da sobreposição devem satisfazer o disposto em 81.2, no que respeita à eventual necessidade de ganchos terminais, e em 81.3, no que se refere à exigência de uma armadura transversal de cintagem do betão na zona da emenda;

- b) Os comprimentos mínimos de sobreposição, $l_{b,o}$, no caso de varões traccionados, devem satisfazer à expressão:

$$l_{b,o} = \alpha_2 l_{b,net}$$

não podendo, em caso algum, ser inferiores a 15 \varnothing nem a 20 cm. Nesta expressão, $l_{b,net}$ deve satisfazer as condições indicadas em 81.4 e α_2 é um coeficiente cujos valores são dados no quadro XII.

No caso de varões comprimidos, as emendas por sobreposição devem ser feitas apenas com troços rectos, e os comprimentos mínimos de sobreposição $l_{b,o}$ devem ser iguais ao valor de l_b definido no artigo 81.º;

- c) O número de varões emendados numa mesma secção, no caso de varões traccionados, poderá ser a totalidade destes se se tratar de varões de alta aderência de diâmetro inferior a 16 mm, não podendo porém a secção dos varões emendados exceder $\frac{1}{2}$ da secção total da armadura se se tratar de varões de diâmetro igual ou superior a 16 mm; no caso de varões de aderência normal, esta relação deve ser considerada igual a $\frac{1}{2}$ e $\frac{1}{4}$, respectivamente, para cada um daqueles escalões de diâmetro. Para os efeitos destas disposições, somente se poderá considerar que duas emendas não estão na mesma secção se, na direcção longitudinal do elemento, a distância entre pontos médios das emendas for superior a 1,5 $l_{b,o}$.

Nos casos de varões comprimidos, não há condições especiais a respeitar quanto ao número de varões a emendar.

- b) Na determinação do comprimento de sobreposição, $l_{b,o}$, por aplicação do disposto em 84.2, alínea b), para o caso de varões traccionados, deve sempre calcular-se $l_{b,net}$ considerando que os varões não se encontram em condições de boa aderência;

- c) A armadura transversal de cintagem referida em 81.3, envolvendo toda a armadura na zona da emenda e distribuída ao longo desta, deve ser constituída por varões não espaçados de mais de 4 vezes o diâmetro do varão emendado.

84.4 — As emendas por sobreposição de agrupamentos de varões devem ser executadas varão a varão e de tal modo que os pontos médios das emendas dos diferentes varões fiquem separados entre si de, pelo menos, 1,3 vezes o comprimento de sobreposição correspondente à emenda dos varões isolados.

84.5 — O disposto nos números anteriores é também aplicável ao caso de emendas por sobreposição com laços, com excepção do valor do comprimento mínimo de sobreposição, $l_{b,o}$, dado em 84.2, alínea b), que deve ser tomado igual ao diâmetro interior do laço, acrescido de 7 vezes o diâmetro do varão.

84.6 — As emendas por soldadura somente são de admitir em varões que possuam as necessárias características de soldabilidade, em face do processo de soldadura utilizado.

Para efeitos de dimensionamento, deve considerar-se para secção de um varão soldado, na zona da emenda, somente 80 % do seu valor nominal, podendo-se contudo não ter em conta esta penalização se forem satisfeitas simultaneamente as seguintes condições:

A soldadura for cuidadosamente realizada e controlada;

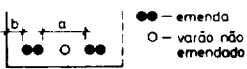
A secção dos varões soldados numa mesma secção do elemento não exceder $\frac{1}{5}$ da secção total da armadura;

O elemento não estiver sujeito a acções que determinem esforços com variações de grande amplitude e muito frequentes.

84.7 — A utilização de dispositivos mecânicos especiais para a realização de emendas necessita de adequada justificação.

QUADRO XII

Emenda de varões de armaduras ordinárias
Valores do coeficiente α_2

Valores de a e b 	Relação entre a secção dos varões emendados e a secção total dos varões				
	$\leq \frac{1}{5}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$	$> \frac{1}{2}$
$a \leq 10 \varnothing$ ou $b \leq 5 \varnothing$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
$a > 10 \varnothing$ e $b > 5 \varnothing$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4

84.3 — As emendas de varões por sobreposição em elementos sujeitos predominantemente a esforços de tracção (tirantes) devem sempre que possível ser evitadas, não podendo porém ser utilizadas se o diâmetro dos varões for superior a 16 mm ou se a percentagem de armadura exceder 1,5.

Para a realização de tais emendas devem aplicar-se, na generalidade, as regras indicadas em 84.2 para as armaduras traccionadas, atendendo porém às seguintes disposições particulares:

- a) O número de varões emendados numa mesma secção não deve corresponder a mais de $\frac{1}{4}$ da secção total dos varões da armadura;

Artigo 85.º — Emenda de redes electrossoldadas

85.1 — As emendas dos varões longitudinais das redes electrossoldadas devem ser realizadas por sobreposição de troços rectos e satisfazer o estipulado em 85.2, 85.3, 85.4 e 85.5. Tais emendas só são permitidas em zonas em que a relação $A_{s,dal}/A_{s,ef}$, entre a secção de armadura requerida pelo cálculo e a secção de armadura efectivamente adoptada, não seja superior a 0,7.

No caso de redes duplas com varões longitudinais de diâmetro superior a 8,5 mm, só é permitida a realização de emendas desde que a armadura seja constituída por redes sobrepostas, não podendo, no entanto, tais emendas ser realizadas na camada situada junto da face mais traccionada.

85.2 — Os comprimentos mínimos de sobreposição nas emendas, a menos dos casos referidos em 85.3 e 85.4, devem ser em geral superiores a 45 cm e incluir o número mínimo de varões transversais a seguir indicado:

- Varões de aderência normal — 5 varões transversais;
- Varões de alta aderência — 4 varões transversais.

85.3 — No caso de redes constituídas por varões de alta aderência em que não se possa contar com a contribuição dos varões transversais, os comprimentos de sobreposição nas emendas devem ser determinados de acordo com as regras indicadas no artigo 84.º relativas às emendas de varões por sobreposição de troços rectos.

No caso de redes duplas em que os varões constituam agrupamentos, poder-se-á efectuar a emenda conjunta dos varões de cada agrupamento, mas com o comprimento de sobreposição correspondente ao seu diâmetro equivalente.

85.4 — No caso de elementos sujeitos a acções que determinem variações de tensão de grande amplitude e muito frequentes, não são permitidas emendas de redes constituídas por varões de aderência normal; se os varões forem de alta aderência é permitida a realização de emendas, mas, neste caso, os comprimentos de sobreposição devem ser determinados de acordo com as regras estipuladas em 85.3.

85.5 — No caso de armaduras constituídas por redes sobrepostas, as emendas destas redes devem ser desfasadas de uma distância pelo menos igual a 1,5 vezes o comprimento mínimo de sobreposição.

85.6 — As emendas dos varões transversais das redes, quando desempenhem apenas funções de armadura de distribuição, devem ser realizadas com comprimentos de sobreposição não inferiores a 20 cm e que incluem, no mínimo, 2 ou 3 varões longitudinais, consoante os varões transversais tenham diâmetro não superior a 6,5 mm ou superior a este valor; no caso previsto em 85.4, porém, o número de varões referido deve ser aumentado de uma unidade.

As emendas dos varões transversais que desempenhem também funções resistentes, analogamente ao indicado para as amarrações (comentário ao artigo 82.º), devem ser realizadas de acordo com as regras prescritas para as emendas dos varões longitudinais.

Artigo 86.º — Emenda de armadura de pré-esforço

A emenda de armaduras de pré-esforço deve ser realizada por meio dos dispositivos específicos do sistema de pré-esforço utilizado.

CAPÍTULO XI

Disposições relativas a elementos estruturais

A — Vigas

Artigo 87.º — Vão teórico

O vão teórico a considerar no dimensionamento das vigas deve ser estabelecido tendo em conta as condições efectivas de apoio.

Nos casos correntes, o vão teórico será considerado do modo seguinte:

Nas vigas simplesmente apoiadas, o menor dos valores: o vão livre acrescido de $\frac{1}{3}$ da largura de cada apoio (dimensão do apoio na direcção do vão) ou o vão livre aumentado da altura útil da viga;

Nas vigas encastradas, o menor dos valores: a distância entre eixos dos apoios ou o vão livre aumentado da altura útil da viga;

Nas vigas contínuas: a distância entre eixos dos apoios.

As regras estabelecidas podem não traduzir convenientemente as condições efectivas de ligação, particularmente para apoios de grande largura de vigas contínuas. Neste caso, pode admitir-se que a viga é constituída por tramos com vãos teóricos definidos segundo o critério indicado para as vigas encastradas, ligados por troços rígidos sobre os apoios; este critério exige, pelo menos, uma largura do apoio não inferior a 2 vezes a altura útil da viga.

No caso de vigas em consola, as regras conduzirão a adoptar para vão teórico ou o balanço livre aumentado de metade da altura útil da viga ou o balanço referido ao eixo do apoio, respectivamente para uma consola isolada e para uma consola pertencente a uma viga contínua.

Artigo 88.º — Largura do banzo comprimido das vigas em T

A menos de determinação mais precisa, a largura a considerar para o banzo comprimido das vigas em T pode ser obtida, nos casos correntes, adicionando à largura da alma, de um e de outro lado, uma largura que não exceda o menor dos seguintes valores:

- $\frac{1}{10}$ da distância entre secções de momento nulo;
- $\frac{1}{2}$ da distância entre faces das almas de vigas contíguas.

No caso de vigas em L, esta largura será adicionada uma só vez à largura da alma.

A largura do banzo determinada pelos critérios anteriores não poderá, em caso algum, exceder a largura real do banzo.

A largura máxima a considerar para o banzo comprimido das vigas depende de muitos parâmetros, nomeadamente do tipo de acção (concentrada ou distribuída), das características geométricas da viga, das condições de apoio e da relação entre o vão da viga e a distância entre vigas adjacentes.

Nos casos correntes de vigas contínuas, pode tomar-se, para distância entre secções de momento nulo, um valor igual a 0,7 do vão teórico. Quando não houver mudança de sinal do momento ao longo de todo o vão, a primeira condição indicada no corpo do artigo será referida ao vão teórico.

Artigo 89.º — Altura mínima

89.1 — A altura das vigas de betão armado, a menos de justificação especial com base no estipulado nos artigos 72.º e 73.º, deve em geral satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{l_i}{h} \leq 20 \eta$$

em que:

h — altura da viga;

$l_i = \alpha l$ — vão equivalente da viga, sendo l o vão teórico e α um coeficiente cujos valores são dados no quadro XIII para condições de carregamento que não incluam cargas concentradas de efeitos significativos;

η — coeficiente que, consoante o tipo de aço utilizado, toma os seguintes valores:

A235	$\eta = 1,4$
A400	$\eta = 1,0$
A500	$\eta = 0,8$

QUADRO XIII

Altura mínima das vigas
Valores do coeficiente α

Condições de apoio da viga	α
Simplemente apoiada	1,0
Duplamente encastrada	0,6
Apoiada numa extremidade e encastrada na outra	0,8
Em consola (sem rotação no apoio)	2,4

89.2 — No caso de vigas de betão pré-esforçado, a regra indicada no número anterior pode ser também aplicada considerando $\eta = 1,6$.

89.3 — No caso de vigas cuja deformação afecte paredes divisórias, a menos que a fendilhação dessas paredes seja contrariada por outras medidas adequadas, deve ser respeitada a seguinte condição, além da indicada nos números anteriores:

$$\frac{l_i}{h} \leq \frac{120}{l_i} \eta$$

em que l_i e h são expressos em metros.

As regras estabelecidas neste artigo resultam da aplicação de hipóteses simplificadas para o cálculo de deformações e que conduzem à relação geral:

$$\frac{l_i}{h} \leq 8000 \frac{a}{l_i} \eta$$

da qual derivam as expressões apresentadas no artigo, considerando em 89.1 uma relação flecha-vão $a/l_i = 1/400$ e em 89.3 uma flecha máxima de 1,5 cm, valores estes que são preconizados, para os casos correntes, em 72.2. Para outros valores limites fixados para a flecha relativa ou absoluta obter-se-ão, pela expressão indicada, outras condições para l_i/h .

O vão equivalente da viga, $l_i = \alpha l$, é o vão de uma viga simplesmente apoiada de secção constante (viga de referência), que apresente a mesma relação entre a flecha e o vão que a da viga em estudo, quando sujeita a uma carga uniformemente distribuída que lhe provoque na zona central uma curvatura igual àquela que a viga apresenta na mesma zona (em consolas, deve considerar-se a curvatura na zona de encastramento). No caso de vigas contínuas cujos vãos não difiram entre si significativamente ($l_{min} \geq 0,8 l_{max}$), poderão adoptar-se para α os valores 0,6 e 0,8 para os tramos intermédios e extremos, respectivamente. No caso de consolas em continuidade com outros elementos, o valor de α indicado no quadro XIII não é aplicável, em virtude da rotação da secção de encastramento da consola; é possível no entanto recorrer à definição de vão equivalente para a determinação do valor de α adequado. O mesmo se passa relativamente a outras situações, tais como vigas contínuas de vãos desiguais ou efeitos significativos de cargas concentradas.

Quanto ao coeficiente η , ele pretende ter em conta o valor da curvatura máxima que se verifica na viga para a combinação frequente das ações em consideração.

Artigo 90.º — Armadura longitudinal mínima e máxima

90.1 — A percentagem da armadura longitudinal de tracção das vigas, ρ , não deve ser inferior a 0,25, no caso de armaduras de aço A235, a 0,15, no caso de armaduras de aço A400, e a 0,12, no caso de armaduras de aço A500.

Esta percentagem é definida pela relação:

$$\rho = \frac{A_s}{b_t d} \times 100$$

em que:

A_s — área da secção da armadura;

b_t — largura média da zona traccionada da secção; no caso de vigas com banzo de compressão e em que a linha neutra se situa no banzo, a largura deste não deve ser tida em conta para o cálculo de b_t ;

d — altura útil da secção.

90.2 — A área da armadura longitudinal de tracção ou de compressão não deve exceder 4 % da área total da secção da viga.

Artigo 91.º — Espaçamento máximo dos varões da armadura longitudinal

Nos casos correntes de vigas, o espaçamento dos varões da armadura longitudinal de tracção na zona dos momentos flectores máximos não deve, para as armaduras ordinárias, ser superior aos valores indicados no quadro XIV, a menos de justificação especial com base nos artigos 68.º e 70.º

QUADRO XIV

Espaçamento máximo dos varões da armadura longitudinal de vigas (cm)

Ambiente	Tipo de aço		
	A235	A400	A500
Pouco agressivo ($w = 0,3$ mm)	-	12,5	10
Moderadamente agressivo ($w = 0,2$ mm)	-	7,5	5

Os valores indicados no artigo para espaçamento máximo dos varões foram obtidos a partir das expressões apresentadas no artigo 70.º para o cálculo da largura das fendas em vigas cuja fendilhação esteja estabilizada, tendo-se desprezado a contribuição do betão entre fendas e adoptado para σ_s valores da ordem de $0,5 f_{syd}$. O facto de não se impor condicionamento de espaçamento para os aços A235 resulta de que, nas condições correntes, o problema da fendilhação não assume para estes aços importância significativa. De igual modo, para as vigas cuja armadura seja condicionada pelas percentagens mínimas indicadas no artigo 90.º não há que exigir os condicionamentos do presente artigo.

Note-se, finalmente, que nos casos de ambientes muito agressivos ou de armaduras de pré-esforço, o controle da fendilhação não pode ser conseguido apenas pela limitação do espaçamento dos varões mas, principalmente, pela diminuição da tensão das armaduras (ou da variação de tensão, no caso de armaduras de pré-esforço).

Artigo 92.º — Interrupção da armadura longitudinal

92.1 — A armadura longitudinal de tracção das vigas só pode ser interrompida desde que garanta a absorção das forças de tracção correspondentes a um diagrama obtido por translação, paralela ao eixo da viga, do diagrama de M_{Sd}/z , em que M_{Sd} é o valor de cálculo do momento actuante numa dada secção e z é o braço do binário das forças interiores na mesma secção (figura 7).

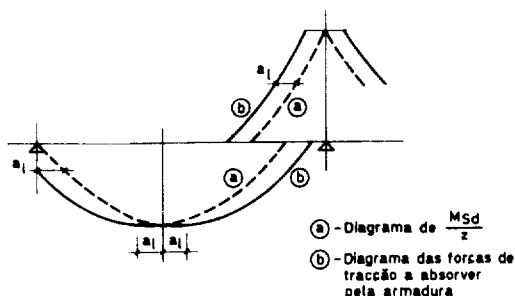


Fig. 7

O valor da translação, a_1 , depende do valor de cálculo do esforço transversal actuante, V_{Sd} , e do tipo de armadura de esforço transversal, de acordo com o que a seguir é indicado:

Nas zonas em que $V_{Sd} \leq \frac{2}{3} \tau_2 b_w d$:

- $a_1 = d$ — no caso de estribos verticais;
- $a_1 = 0,75 d$ — no caso de estribos verticais associados a varões inclinados a 45º;
- $a_1 = 0,5 d$ — no caso de estribos inclinados a 45º;

Nas zonas em que $V_{Sd} > \frac{2}{3} \tau_2 b_w d$:

Os valores indicados anteriormente para a_1 poderão ser diminuídos de 0,25 d .

Nestas expressões, τ_2 toma os valores indicados no artigo 53.º e b_w e d têm o significado também aí referido.

92.2 — Os varões da armadura podem ser dispensados à medida que o diagrama (b) da figura 7 o permita, devendo ser prolongados, para além dele, dos comprimentos de amarração definidos nos artigos 81.º e 82.º, respectivamente para armaduras ordinárias em geral e para redes electrossoldadas.

92.3 — No caso de os varões da armadura longitudinal, depois de dispensados, serem utilizados como armaduras inclinadas para absorção de esforços transversos, eles devem ser prolongados, para além do troço inclinado, de comprimentos de amarração obtidos dos definidos no artigo 81.º, aumentando-os ou diminuindo-os de 30% consoante a amarração se situe em zona traccionada ou comprimida da viga, respectivamente.

Artigo 93.º — Armadura longitudinal nos apoios

93.1 — Nos apoios de encastramento (ou de continuidade), as amarrações que haja necessidade de aí

realizar na armadura longitudinal de tracção correspondente ao momento de encastramento devem ser efectuadas com os comprimentos definidos nos artigos 81.º e 82.º, contados a partir de uma secção situada a uma distância da face interior do apoio igual ao menor dos valores seguintes: largura do apoio, 2 vezes a altura útil da viga.

93.2 — Deve ser mantido até aos apoios das vigas (sem mudança de direcção), pelo menos, $\frac{1}{4}$ da armadura máxima de tracção correspondente ao momento no vão; as amarrações destas armaduras devem ser realizadas de acordo com os critérios especificados nas alíneas seguintes:

- a) Nos apoios com liberdade de rotação (ou com fraco grau de encastramento), as armaduras devem ser amarradas a partir da face interior do elemento de apoio, no caso de apoios directos, e a partir de uma secção situada a uma distância da face interior do apoio igual a $\frac{1}{3}$ da largura deste, no caso de apoios indirectos (ver artigo 98.º). Os comprimentos de amarração devem ser determinados segundo os artigos 81.º e 82.º para uma força de tracção nas armaduras, F_s , dada por:

$$F_s = V_{Sd} \frac{a_1}{d}$$

em que:

- V_{Sd} — valor de cálculo do esforço transversal actuante no apoio;
- a_1 — translação referida no artigo 92.º

Contudo, tratando-se de apoios directos, os comprimentos de amarração assim determinados podem ser reduzidos de $\frac{1}{3}$, mantendo-se, porém, os mínimos especificados no artigo 82.º, no caso de redes electrossoldadas, e apenas o mínimo de 10ϕ indicado em 81.4, no caso de varões em geral;

b) Nos apoios de encastramento ou de continuidade, as amarrações devem ser efectuadas segundo o critério indicado na alínea anterior para os apoios directos. Se os apoios forem de continuidade, alguns varões da armadura em causa devem transitar de vão para vão, através do apoio, sem interrupção.

Artigo 94.º — Armadura de esforço transversal

94.1 — As vigas devem ser armadas ao longo de todo o vão com estribos que abranjam a totalidade da sua altura, os quais devem envolver a armadura longitudinal de tracção e também a armadura de compressão quando esta seja considerada como resistente.

As extremidades dos estribos devem terminar por meio de ganchos, podendo ser empregados cotovelos no caso de varões de alta aderência; estes ganchos e cotovelos devem ser executados com as dimensões indicadas no artigo 81.º

A distância entre 2 ramos consecutivos do mesmo estribo não deve exceder a altura útil da viga nem 60 cm; a percentagem mínima de estribos e o seu es-

paçamento máximo devem respeitar as condições estabelecidas nos números seguintes.

94.2 — A percentagem de estribos, ρ_w , não deve, em geral, ser inferior a 0,16, no caso de armaduras de aço A235, a 0,10, no caso de armaduras de aço A400, e a 0,08, no caso de armaduras de aço A500.

Esta percentagem é definida pela relação:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s \sin \alpha} \times 100$$

em que:

A_{sw} — área total da secção transversal dos vários ramos do estribo;

b_w — largura da alma da secção, considerada de acordo com o artigo 53.º;

s — espaçamento dos estribos;

α — ângulo formado pelos estribos com o eixo da viga ($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$).

Nas zonas das vigas em que se verifique a condição $V_{Sd} < \tau_1 b_w d$, estes valores mínimos da percentagem de estribos poderão ser reduzidos multiplicando-os pela relação $V_{Sd} / \tau_1 b_w d$, em que V_{Sd} é o valor de cálculo do esforço transverso actuante e τ_1 toma os valores referidos em 53.2.

94.3 — O espaçamento dos estribos, s , deve, no caso de estribos normais ao eixo da viga, respeitar as condições:

Nas zonas em que $V_{Sd} \leq \frac{1}{6} \tau_2 b_w d$:

$s \leq 0,9 d$, com o máximo de 30 cm;

Nas zonas em que $\frac{1}{6} \tau_2 b_w d < V_{Sd} \leq \frac{2}{3} \tau_2 b_w d$:

$s \leq 0,5 d$, com o máximo de 25 cm;

Nas zonas em que $V_{Sd} > \frac{2}{3} \tau_2 b_w d$:

$s \leq 0,3 d$, com o máximo de 20 cm.

Nestas expressões, τ_2 toma os valores referidos em 53.4.

No caso de os estribos serem inclinados de um ângulo α relativamente ao eixo da viga, os valores do espaçamento indicados podem ser majorados pelo factor $(1 + \cotg \alpha)$, não excedendo, porém, em qualquer caso, o máximo de 30 cm.

94.4 — A armadura de esforço transverso constituída por varões inclinados deve, tanto quanto possível, ser disposta simetricamente em relação ao plano de flexão e por forma que os varões não fiquem próximos das faces do elemento. O espaçamento longitudinal, s , destas armaduras não deve exceder $0,9 d (1 + \cotg \alpha)$, valor que deve ser reduzido a metade quando V_{Sd} exceder $\frac{2}{3} \tau_2 b_w d$.

Na utilização de varões inclinados como parte da armadura de esforço transversal devem ser tidas em conta as recomendações gerais indicadas no comentário ao artigo 53.º

Por outro lado, e particularmente em face de valores elevados de esforço transversal, é recomendável o emprego de estribos fechados, isto é, constituindo quadros, embora sem necessidade de emendar os varões consoante as regras regulamentares das emendas, mas fazendo-os terminar por ganchos ou cotovelos consoante é indicado em 94.1.

Artigo 95.º — Armadura de torção

A armadura transversal de torção deve ser constituída por cintas fechadas por meio de emendas executadas de acordo com o artigo 84.º; o seu espaçamento não deve exceder $\frac{1}{8} u_{ef}$ (em que u_{ef} é o perímetro definido no artigo 55.º) com o máximo de 30 cm.

Os varões da armadura longitudinal de torção devem ser dispostos ao longo do contorno interior das cintas, com um espaçamento máximo de 35 cm; em cada vértice do contorno referido deverá existir, pelo menos, 1 varão.

A disposição das armaduras de torção na secção do elemento deve ser coerente com as hipóteses efectuadas de acordo com o artigo 55.º para a definição da secção oca eficaz.

Artigo 96.º — Armadura de alma

Nas vigas de altura superior a 1 m deve ser disposta uma armadura de alma constituída por varões longitudinais colocados junto das faces laterais da viga e distribuídos ao longo da altura da secção transversal, de preferência na sua zona traccionada.

Esta armadura de alma deve ser constituída por varões do mesmo aço que o da armadura longitudinal de tracção, e a área total da sua secção, em cada face, não deve ser inferior a 4% da área da secção dessa armadura longitudinal.

Artigo 97.º — Armadura de ligação dos banzos à alma

Em vigas com banzos, comprimidos ou traccionados, devem dispor-se armaduras de ligação entre os banzos e a alma, distribuídas ao longo dos banzos perpendicularmente aos planos de união paralelos ao plano de flexão da viga.

Estas armaduras deverão assegurar a absorção das forças longitudinais desenvolvidas por acção do esforço transversal ao longo daqueles planos de união.

Nos casos correntes em que os banzos sejam betonados conjuntamente com a alma, poderá dispensar-se o dimensionamento específico desta armadura, desde que a área da sua secção não seja inferior a metade da área total da secção dos estribos e tenha o mesmo espaçamento destes.

Quando os banzos estejam submetidos a flexão num plano perpendicular ao plano de flexão da viga, as suas armaduras de flexão poderão ser consideradas para efeitos de armaduras de ligação.

Para o dimensionamento das armaduras referidas neste artigo pode utilizar-se a «regra das costuras» exposta no comentário ao artigo 74.º

Artigo 98.º — Armadura de suspensão. Apoios indirectos

98.1 — O apoio de uma viga secundária numa viga principal — apoio indirecto —, quando haja interpenetração das duas vigas, deve realizar-se por meio

de armaduras de suspensão constituídas por estribos adicionais da viga principal, cuja secção seja suficiente para absorver a força de apoio da viga secundária. Estes estribos devem ser distribuídos na zona de intersecção das duas vigas, zona que pode estender-se, ao longo da viga principal, para um e outro lado do eixo da viga secundária, de um comprimento igual ao maior dos seguintes valores: $b_2/2$ e $h_1/2$, sendo b_2 a largura da viga secundária e h_1 a altura da viga principal.

A área da secção dos estribos de suspensão pode ser reduzida na relação h_2/h_1 , entre as alturas da viga secundária e da viga principal, no caso de ambas as vigas terem as faces superiores ao mesmo nível.

As armaduras longitudinais da viga secundária que terminem na viga principal devem ser amarradas nesta segundo as regras indicadas no artigo 93.º Ao dobrar os varões para realizar esta amarração, os troços dobrados não deverão dispor-se em planos perpendiculares à direcção da armadura longitudinal da viga principal.

98.2 — No caso de cargas aplicadas à parte inferior das vigas (cargas suspensas), deve dispor-se de uma armadura de suspensão ligando a zona de aplicação da carga à parte superior da viga, onde deve ser eficientemente amarrada. A área da secção da armadura de suspensão deve ser dimensionada para absorver a totalidade da carga em causa.

Artigo 99.º — Armadura para absorção de forças de desvio

As forças que se originam em zonas de mudança de direcção dos esforços internos de compressão ou de tracção e que são dirigidas para o exterior dos elementos (forças de desvio) devem ser convenientemente absorvidas por armaduras.

Observe-se que as forças de desvio ocorrem, em regra, nas zonas comprimidas junto de ângulos salientes das peças e nas zonas traccionadas junto de ângulos reentrantes. Neste último caso, tais forças podem ser absorvidas cruzando as armaduras longitudinais de tracção na zona de mudança de direcção e prolongando-as convenientemente para além desta zona.

B — Lajes maciças

Artigo 100.º — Generalidades

Para efeitos de aplicação das regras estabelecidas no presente Regulamento, consideram-se como lajes os elementos laminares planos sujeitos principalmente a flexão transversal ao seu plano e cuja largura exceda 5 vezes a sua espessura.

As regras contidas no presente capítulo referem-se fundamentalmente a lajes rectangulares de espessura constante, armadas numa só direcção ou em duas direcções ortogonais, e sujeitas predominantemente a cargas distribuídas; mediante adequadas adaptações, poderão também estas regras ser aplicadas a lajes com outras características. Note-se, aliás, que alguns problemas específicos das lajes maciças de tipo fungiforme são tratados na parte D do presente capítulo.

Por outro lado, a conveniência de as lajes serem armadas numa só direcção ou em duas direcções ortogonais está relacionada com a proporção entre os vãos, as condições de apoio e o tipo de carga aplicada; no entanto, em condições correntes, é recomendável que as lajes cujo vão maior não exceda duas vezes o vão menor (apoiadas em 4, 3 ou 2 bordos adjacentes) sejam armadas em duas direcções.

Artigo 101.º — Vão teórico

O vão teórico a considerar no dimensionamento das lajes maciças deve ser estabelecido de acordo com os critérios estipulados no artigo 87.º para o vão teórico das vigas.

Artigo 102.º — Espessura mínima

102.1 — A espessura das lajes maciças não deve ser inferior aos valores seguintes:

- 5 cm, no caso de lajes de terraços não acessíveis, definidos de acordo com o RSA;
- 7 cm, no caso de lajes submetidas principalmente a cargas distribuídas;
- 10 cm, no caso de lajes submetidas a cargas concentradas relativamente importantes;
- 12 cm, no caso de lajes submetidas a cargas concentradas muito importantes;
- 15 cm, no caso de lajes apoiadas directamente em pilares.

102.2 — A espessura das lajes, além dos condicionamentos indicados no número anterior, e a menos de justificação especial com base no estipulado nos artigos 72.º e 73.º, deve satisfazer as condições indicadas nas alíneas seguintes:

a) Em geral:

$$\frac{l_i}{h} \leq 30 \eta$$

em que:

h — espessura da laje;

$l_i = \alpha l$ — vão equivalente da laje, sendo l o vão teórico (no caso de lajes armadas em duas direcções deverá tomar-se para l o menor vão) e α um coeficiente cujos valores são dados no quadro XV para os casos mais frequentes;

η — coeficiente que toma os valores indicados no artigo 89.º

QUADRO XV

Espessura mínima das lajes
Valores do coeficiente α

Tipo de laje	α
Simplesmente apoiada, armada numa só direcção	1,0
Duplamente encastrada, armada numa só direcção	0,6
Apoiada num bordo e encastrada no outro, armada numa só direcção	0,8
Em consola (sem rotação no apoio), armada numa só direcção	2,4
Simplesmente apoiada, armada em duas direcções	0,7
Duplamente encastrada, armada em duas direcções	0,5

b) No caso de lajes cuja deformação afecte paredes divisórias, a menos que a fendilhação dessas paredes seja contrariada por outras

medidas adequadas, além da condição expressa na alínea anterior, deve ser respeitada a relação:

$$\frac{l_i}{h} \leq \frac{180}{l_i} \eta$$

em que l_i e h são expressos em metros.

As considerações feitas no comentário ao artigo 89.º, relativo à altura mínima das vigas, são, na sua generalidade, válidas no caso presente. No entanto, a expressão indicada no referido comentário foi substituída por:

$$\frac{l_i}{h} \leq 12\,000 \frac{a}{l_i} \eta$$

para ter em conta que, nos casos correntes de lajes, as extensões no betão e nas armaduras são menores do que nas vigas.

Note-se ainda que a espessura das lajes, no caso de actuação de cargas concentradas intensas, é por vezes condicionada por problemas de punção.

Artigo 103.º — Lajes armadas numa só direcção sujeitas a cargas concentradas

A menos de uma análise mais rigorosa, os momentos flectores máximos (no vão e nos apoios) e os

esforços transversos nos apoios devidos a cargas concentradas actuando em lajes armadas numa só direcção podem ser calculados assimilando a laje a uma viga com os mesmos vãos, condições de apoio e espessura da laje e com uma largura b_m (figura 8) igual à largura b de distribuição da carga, adiante definida, acrescida da largura b_1 obtida a partir das expressões que constam do quadro XVI. Este processo de cálculo pressupõe que a carga actua suficientemente afastada dos bordos paralelos à direcção do vão.

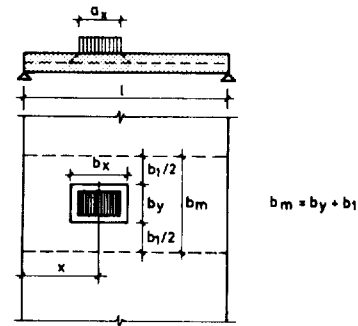


Fig. 8

QUADRO XVI

Largura de distribuição de cargas concentradas em lajes
Valores de b_1

Esforço	Condições de apoio	b_1	Limites de validade
Momento flector positivo no vão		$b_1 = 2,5 x \left(1 - \frac{x}{l}\right)$	$b_y \leq 0,8 l$
		$b_1 = 1,5 x \left(1 - \frac{x}{l}\right)$	
		$b_1 = x \left(1 - \frac{x}{l}\right)$	
Momento flector negativo no apoio A		$b_1 = 0,5 x \left(2 - \frac{x}{l}\right)$	$b_y \leq 0,8 l$
			$b_y \leq 0,4 l$
		$b_1 = 1,5 x$	$b_y \leq 0,8 l$
Esforço transverso no apoio A		$b_1 = 0,5 x$	$b_y \leq 0,8 l$
		$b_1 = 0,4 x$	$b_y \leq 0,4 l$ $b_x \leq 0,2 l$
		$b_1 = 0,3 x$	

A zona de distribuição da carga concentrada obtém-se supondo uma degradação segundo linhas a 45º a partir do contorno da área carregada até ao plano situado a meio da altura útil da laje; numa dada direcção, a dimensão b de distribuição será:

$$b = a + 2 h_1 + d$$

em que:

- a — dimensão da área carregada na direcção considerada;
- h_1 — espessura do revestimento sob a área carregada;
- d — altura útil da laje.

Artigo 104.º — Armadura principal mínima

A percentagem de armadura principal das lajes não deve ser inferior aos valores mínimos indicados no artigo 90.º para as vigas.

Nas lajes armadas em duas direcções, o condicionamento deste artigo aplica-se a cada uma das duas armaduras principais.

Artigo 105.º — Espaçamento máximo dos varões da armadura principal

105.1 — No caso de armaduras ordinárias, o espaçamento dos varões da armadura principal não deve ser superior a 1,5 vezes a espessura da laje, com o máximo de 35 cm.

105.2 — Além das condições referidas no número anterior, o espaçamento máximo dos varões não deve também, nos casos correntes, exceder valores duplos dos indicados no artigo 91.º para as vigas, a menos de justificação especial com base nos artigos 68.º e 70.º

Artigo 106.º — Interrupção da armadura principal. Armadura nos apoios

Os critérios a respeitar para a interrupção das armaduras principais das lajes maciças e para o prolongamento de armaduras até aos apoios e sua amarração são idênticos aos estipulados para as vigas nos artigos 92.º e 93.º, respectivamente. Porém, a armadura a prolongar de acordo com 93.2 deve ser pelo menos $\frac{1}{2}$ da armadura máxima de tracção existente no vão, tanto para os apoios com liberdade de rotação (ou com fraco grau de encastramento) como para os apoios de encastramento ou de continuidade. Por outro lado, no caso de lajes sem armadura de esforço transverso, a translação a_1 referida em 92.1 deve ser tomada igual a $1,5 d$.

Artigo 107.º — Armadura de esforço transverso

107.1 — Nas zonas das lajes em que seja necessário dispor de armadura para resistir a esforço transverso, a percentagem de tal armadura não deve ser inferior aos valores indicados em 94.2 para estribos em vigas, embora possa neste caso incluir varões inclinados.

A armadura de esforço transverso pode ser realizada totalmente por varões inclinados nas zonas em que o esforço transverso actuante por unidade de largura, $v_s d$, não exceda $\frac{1}{3} \tau_2 d$, em que τ_2 toma os valores indicados no artigo 53.º Porém, nas zonas em que $v_s d$ exceda aquele valor, deverá realizar-se com estribos uma parte da armadura de esforço transverso que corresponda, pelo menos, à percentagem mínima anteriormente referida.

107.2 — As distâncias entre os varões da armadura de esforço transverso devem, no máximo, ser as seguintes:

Na direcção do vão: $1,2 d$ para varões inclinados a 45° e $0,6 d$ para estribos verticais;

Na direcção transversal ao vão: $1,5 d$, com o máximo de 60 cm, tanto para varões inclinados como para ramos de estribos.

Artigo 108.º — Armadura de distribuição das lajes armadas numa só direcção

108.1 — Nas lajes maciças armadas numa só direcção devem ser colocadas armaduras de distribuição adequadas, constituídas por varões não espaçados de mais de 35 cm.

Na face da laje oposta à da aplicação das cargas, tal armadura deve ser disposta transversalmente ao vão e a sua secção deve, localmente, ser pelo menos igual a 20 % da secção da armadura principal aí existente. No caso, porém, de lajes em consola, aquela percentagem deve ser referida à secção da armadura principal no encastramento, devendo, além disso, dispor-se junto àquela mesma face uma armadura na direcção do vão.

Na face de aplicação das cargas, caso exista armadura principal, deve dispor-se ainda uma armadura de distribuição, colocada transversalmente àquela, e que respeite a condição geral de espaçamento anteriormente referida.

108.2 — No caso de existirem apoios de encastramento ou de continuidade, paralelos à armadura principal da laje (não considerados nas hipóteses de dimensionamento), deve dispor-se sobre esses apoios, em direcção transversal e junto à face superior da laje, uma armadura adequada para resistir aos esforços aí desenvolvidos. Esta armadura deve estender-se, a partir do apoio, de um comprimento pelo menos igual a $\frac{1}{4}$ do vão teórico correspondente à armadura principal.

108.3 — No caso da existência de cargas concentradas, há que atender também às disposições contidas no artigo 111.º

Artigo 109.º — Armadura nos bordos livres

Ao longo dos bordos livres das lajes deve dispor-se uma armadura constituída, no mínimo, por 2 varões, um junto de cada aresta, e uma armadura transversal ao bordo, envolvendo a primeira e prolongando-se para o interior da laje, junto de ambas as faces, de um comprimento igual pelo menos a 2 vezes a espessura da laje.

A área da secção desta armadura transversal, em cada face, expressa em centímetros quadrados por metro, não deve ser inferior a $0,05 d$ para o aço A235 e a $0,025 d$ para os aços A400 ou A500, sendo d a altura útil da laje, expressa em centímetros; o espaçamento dos varões desta armadura não deve exceder 35 cm.

Para efeitos de constituição das armaduras de bordo podem ser tidas em conta outras armaduras existentes na laje.

Artigo 110.º — Armadura de punçoamento

A armadura de punçoamento, constituída por estribos ou varões inclinados, deve ser distribuída em toda a zona da laje compreendida entre o contorno

da área directamente carregada e um contorno exterior a este, situado à distância de $1,5 d$, e os varões que constituem tal armadura não devem ser afastados entre si mais de $0,75 d$ em qualquer direcção.

No caso de varões inclinados, a distância $1,5 d$ que define aquele contorno exterior deve ser referida aos pontos em que os varões intersectam o plano médio da laje; além disso, só devem ser considerados como eficazes os varões que atravessam a zona da laje directamente carregada.

Artigo 111.º — Armadura das lajes armadas numa só direcção sujeitas a cargas concentradas

Nas lajes armadas numa só direcção, sujeitas a cargas concentradas, toda a armadura principal respeitante a estas cargas, quando determinada tendo em conta os critérios estipulados no artigo 103.º, deve ser disposta numa faixa de largura igual a $0,5 b_m$, mas não menor que a largura b , considerada para a distribuição da carga.

Deve dispor-se também, a menos de uma determinação mais rigorosa, uma armadura de distribuição transversal à anterior, colocada junto à face oposta à da aplicação da carga, totalizando a sua secção 60 % da secção da armadura principal de flexão respeitante à carga na zona em que esta actua, e distribuída numa faixa de largura igual a $0,5 b_m$ mas não menor que b_x . Os varões desta armadura devem estender-se ao longo do comprimento b_m e ser prolongados para um e outro lado dos respectivos comprimentos de amarração.

No caso particular de lajes em consola, o valor de 60 % que define a secção desta armadura de distribuição deve ser referido à secção da armadura principal exigida no encastramento por acção da carga. Se esta actuar em zona afastada do bordo extremo da consola, deverá dispor-se ainda, e também junto à face oposta à de aplicação da carga, uma armadura longitudinal para resistir aos momentos que se desenvolvem localmente nessa direcção.

C — Lajes aligeiradas

Artigo 112.º — Generalidades

As regras apresentadas nos artigos seguintes são aplicáveis às lajes essencialmente constituídas por nervuras dispostas numa só ou em duas direcções ortogonais, solidarizadas por uma lajeta de compressão, e podendo conter, nelas incorporados, blocos de cofragem.

Note-se que os condicionamentos especificados para as lajes aligeiradas justificam que se possam determinar os esforços actuantes considerando estes elementos como lajes, e determinar os esforços resistentes como se se tratasse de um conjunto de vigas em T. Na presença de cargas concentradas importantes é sempre aconselhável a existência de nervuras em duas direcções. Por outro lado, junto aos apoios, devem dispor-se sempre maciçamentos adequados.

Artigo 113.º — Vão teórico. Espessura mínima

113.1 — O vão teórico a considerar no dimensionamento das lajes aligeiradas deve ser estabelecido de

acordo com os critérios estipulados no artigo 101.º para o vão teórico das lajes maciças.

113.2 — A espessura das lajes aligeiradas deve, a menos de justificação especial com base no estipulado nos artigos 72.º e 73.º, satisfazer as condições indicadas para as lajes maciças em 102.2.

Artigo 114.º — Largura e espaçamento das nervuras

114.1 — A largura mínima das nervuras não deve ser inferior a 5 cm e a distância entre faces de nervuras consecutivas não deve ser superior a 80 cm.

114.2 — No caso de lajes armadas numa só direcção, devem dispor-se nervuras transversais de solidarização com largura não inferior a 5 cm e cuja distância entre eixos não seja superior a 10 vezes a espessura da laje; a altura destas nervuras não deve ser inferior a 0,8 vezes a espessura da laje.

Artigo 115.º — Espessura mínima da lajeta

A espessura da lajeta, no caso de não existirem blocos de cofragem incorporados, não deve ser inferior a 5 cm; no caso de existirem tais blocos, esta espessura pode ser reduzida a 4 cm ou a 3 cm consoante a distância entre faces de nervuras consecutivas exceder ou não 50 cm.

Nos casos correntes de pavimentos de edifícios sujeitos a cargas distribuídas de valor moderado, as espessuras mínimas indicadas são em geral suficientes para conferir à lajeta resistência que assegure o seu funcionamento conjunto com as nervuras. No caso de cargas distribuídas de valor elevado ou de cargas concentradas importantes, poderá ser necessário adoptar espessuras superiores às mínimas indicadas.

Artigo 116.º — Armadura das nervuras

116.1 — As armaduras longitudinal e de esforço transversal das nervuras devem satisfazer o estipulado para as vigas na parte A do presente capítulo.

116.2 — As nervuras transversais de solidarização das lajes armadas numa só direcção devem ser armadas longitudinalmente com varões colocados junto à face oposta à da actuação das cargas; a secção desta armadura deve, no mínimo, ser igual a 10 % da secção das armaduras das nervuras principais existentes numa largura igual ao espaçamento das nervuras transversais. Estas nervuras devem também possuir estribos convenientemente espaçados.

Artigo 117.º — Armadura mínima da lajeta

A lajeta deve ser armada nas duas direcções com varões cujo espaçamento não exceda 25 cm.

No caso, porém, de lajes armadas numa só direcção, o espaçamento dos varões colocados em direcção paralela à das nervuras principais pode ser aumentado até 35 cm.

D — Lajes fungiformes

Artigo 118.º — Generalidades

118.1 — Consideram-se lajes fungiformes as lajes contínuas apoiadas directamente em pilares, armadas

em duas direcções, e que podem ser aligeiradas nas zonas centrais dos vãos.

118.2 — Aplicam-se a este tipo de lajes, com as adaptações convenientes, as disposições relativas a lajes maciças e a lajes aligeiradas que constam das partes B e C do presente capítulo. A determinação dos esforços actuantes pode ser efectuada de acordo com as regras indicadas no artigo seguinte.

Artigo 119.º — Determinação de esforços

119.1 — Nas lajes fungiformes os esforços actuantes podem, nos casos correntes, ser determinados por um processo simplificado, que consiste fundamentalmente em considerar a estrutura, constituída pela laje e pelos pilares de apoio, dividida em 2 conjuntos independentes de pórticos em direcções ortogonais, de acordo com as regras a seguir indicadas:

- a) Cada pórtico é constituído por uma fila de pilares e por travessas formadas pelos troços de laje compreendidos entre meios dos painéis de laje adjacentes a essa fila de pilares; porém, para a determinação dos esforços devidos a forças horizontais, a rigidez a considerar para estas travessas deve ser reduzida a metade do seu valor;
- b) As cargas actuantes em cada pórtico são as correspondentes à largura das suas travessas, não se devendo considerar portanto qualquer repartição das cargas entre pórticos ortogonais;
- c) Os momentos flectores assim determinados nas travessas devem ser distribuídos, nas suas faixas central e lateral, de acordo com as regras indicadas no quadro XVII, tendo em atenção a figura 9.

QUADRO XVII

Distribuição dos momentos flectores nas lajes fungiformes (em percentagem do momento total)

Momentos flectores	Faixa central da travessa $a_1 + a_2$ ou a_2 (1)	Faixas laterais da travessa $b_1 + b_2$ ou b_2 (1)
Momentos positivos	55	45
Momentos negativos	75	25

(1) $a_1 + a_2$ e $b_1 + b_2$ — para pórticos intermédios.
 a_2 e b_2 — para pórticos extremos.

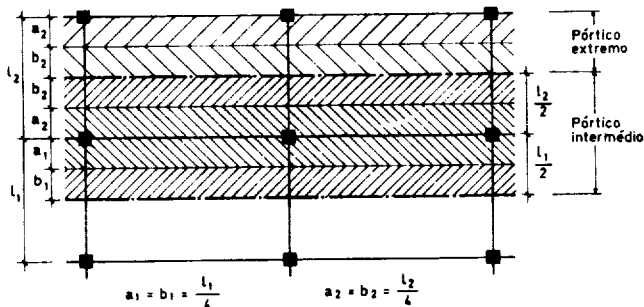


Fig. 9

119.2 — No caso particular de a travessa do pórtico extremo se apoiar lateralmente numa parede ou

numa viga de bordadura de altura não inferior a 1,5 vezes a espessura da laje, os momentos flectores na faixa central (de largura a_2) podem ser considerados com valores iguais um quarto dos resultantes da aplicação das percentagens definidas no quadro XVII.

A parede ou a viga devem ser dimensionadas para a carga correspondente à faixa central da travessa, acrescida obviamente das cargas que lhes são directamente aplicadas.

O processo simplificado de determinação de esforços referido no artigo é adequado para lajes sujeitas predominantemente a cargas uniformemente distribuídas e para as quais seja possível considerar um sistema regular de pórticos ortogonais.

As zonas destas lajes situadas junto aos pilares exigem atenção particular quer porque são sede de esforços importantes de punçoamento quer pela presença de elevados momentos flectores.

No que se refere ao punçoamento, há que verificar a segurança (independentemente em cada uma das duas direcções ortogonais) de acordo com os critérios enunciados no artigo 54.º e no seu comentário, tendo em conta os momentos flectores introduzidos pelos pilares, que podem assumir valores elevados no caso de actuação de forças horizontais ou quando se trate de pilares extremos; esta verificação pode condicionar a espessura da laje e obrigar mesmo à utilização de capitéis de geometria adequada.

A espessura da laje junto aos apoios (ou o seu maciçamento, no caso de lajes com zonas aligeiradas) pode também ser condicionada pela necessidade de resistir aos momentos flectores nessas zonas. Em regra, estes espessamentos (ou maciçamentos) devem ter, em planta, as dimensões correspondentes às zonas de intersecção das faixas centrais das travessas do sistema de pórticos ortogonais.

Note-se ainda que a convenção de momento positivo utilizada no quadro é a habitual (o que provoca tracção nas fibras inferiores) e se admitiu que as acções verticais se exercem de cima para baixo.

E — Pilares

Artigo 120.º — Dimensões mínimas

120.1 — A dimensão mínima da secção transversal dos pilares não deve ser inferior a 20 cm.

No caso de secções constituídas por associações de elementos rectangulares (por exemplo, em T, L ou I), o lado menor dos rectângulos componentes pode ser reduzido a 15 cm, devendo, porém, respeitar-se o mínimo de 20 cm para o comprimento de cada rectângulo.

Nas secções ocas, a espessura mínima das paredes não deve ser inferior a 10 cm.

120.2 — Em qualquer caso, e de acordo com o artigo 64.º, a esbelteza, λ , dos pilares não deve exceder 140.

Os pilares estão frequentemente sujeitos a esforços de flexão importantes, tornando-se conseqüentemente difícil, por vezes, classificar um elemento como pilar ou como viga, o que acarreta conseqüências no que se refere às disposições construtivas a seguir. Para este efeito, e a título indicativo, recomenda-se que se considere como pilar os elementos em que o esforço normal de compressão actue com uma excentricidade menor que 2 vezes a altura da secção.

Artigo 121.º — Armadura longitudinal

121.1 — A secção total da armadura longitudinal dos pilares não deve ser inferior a 0,8 % da secção do pilar, no caso de armaduras de aço A235, e a 0,6 % no caso de armaduras de aço A400 ou A500.

Porém, se a secção de betão for por si só suficiente para conferir ao pilar resistência superior à exigida pelos esforços actuantes de cálculo, a armadura mínima a utilizar pode ser reduzida, aplicando as per-

centagens referidas não à secção do pilar mas uma secção fictícia, homotética daquela, estritamente necessária para assegurar ao pilar a resistência àqueles esforços; na determinação desta secção, os parâmetros relacionados com encurvatura podem continuar a ser referidos à secção real do pilar. Contudo, a secção total da armadura longitudinal não pode, em caso algum, ser inferior a 0,4 % da secção real do pilar para o aço A235 e a 0,3 % para os aços A400 ou A500.

121.2 — A secção total da armadura longitudinal não deve ser superior a 8 % da secção do pilar, limite que deve ser respeitado mesmo em zonas de emenda de varões por sobreposição.

121.3 — A armadura longitudinal deve compreender, no mínimo, 1 varão junto de cada ângulo da secção (saliente ou reentrante) e 6 varões no caso de secções circulares ou a tal assimiláveis. O diâmetro mínimo destes varões será de 12 mm, para o aço A235, e de 10 mm, para os aços A400 ou A500.

121.4 — O espaçamento dos varões da armadura longitudinal não deve exceder 30 cm; porém, em faces cuja largura seja igual ou inferior a 40 cm, basta dispor de varões junto aos cantos.

Artigo 122.º — Armadura transversal

122.1 — Os pilares devem possuir armadura transversal destinada a cintar o betão e impedir a encurvadura dos varões da armadura longitudinal.

O espaçamento dos varões da armadura transversal não deve exceder o menor dos seguintes valores: 12 vezes o menor diâmetro dos varões da armadura longitudinal, a menor dimensão da secção do pilar e 30 cm.

122.2 — Sempre que se utilizem nas armaduras longitudinais varões com diâmetro igual ou superior a 25 mm, a armadura transversal deve ser constituída por varões de diâmetro não inferior a 8 mm.

122.3 — A forma das armaduras transversais deve ser tal que cada varão longitudinal seja abraçado por ramos dessas armaduras formando ângulo, em torno do varão, não superior a 135°. A condição relativa ao ângulo referido pode ser dispensada no caso de varões que não sejam de canto e que se encontrem a menos de 15 cm de varões em que se cumpra tal condição; não é necessário também respeitar a referida condição de ângulo no caso de pilares de secção circular ou a tal assimiláveis.

A armadura transversal dos pilares deve, predominantemente, ser constituída por cintas que garantam o confinamento da secção do núcleo do betão definido pelas armaduras longitudinais.

Nas zonas dos pilares situadas junto à sua ligação com outros elementos (vigas, fundações) ou em zonas de mudança de direcção das armaduras longitudinais, é conveniente reforçar a armadura transversal, diminuindo o seu espaçamento ou aumentando o seu diâmetro; esta armadura reforçada deve ser estendida a toda a altura dos nós das estruturas reticuladas.

Chama-se ainda a atenção para que os nós das estruturas devem ser objecto de tratamento cuidadoso do ponto de vista da disposição e dimensionamento das armaduras, em face das diferentes forças transmitidas pelos elementos que neles concorrem.

F — Paredes

Artigo 123.º — Generalidades

Para efeitos de aplicação das regras estabelecidas nos artigos seguintes consideram-se como paredes os

elementos laminares sujeitos a esforços de compressão, associados ou não a flexão, e cuja largura exceda 5 vezes a espessura.

As disposições referidas nos artigos 124.º a 127.º são, em princípio, aplicáveis a todos os tipos de paredes, independentemente do seu modo de funcionamento. No entanto, paredes que desempenhem funções particulares, tais como paredes de contraventamento ou paredes destinadas fundamentalmente a resistir a forças aplicadas no seu plano (vulgarmente designadas na literatura por *shear-walls*), exigem normalmente disposições construtivas complementares.

Artigo 124.º — Espessura mínima

A espessura mínima das paredes não deve ser inferior a 10 cm e a sua esbelteza, λ , definida de acordo com 59.1, não deve exceder 120.

Artigo 125.º — Armadura vertical

125.1 — A secção total da armadura vertical das paredes não deve ser inferior a 0,4 % da secção da parede, no caso de armaduras de aço A235, e a 0,3 % no caso de armaduras de aço A400 ou A500.

125.2 — A secção total da armadura vertical não deve ser superior a 4 % da secção da parede.

125.3 — Os varões da armadura vertical devem ser distribuídos pelas duas faces da parede com espaçamentos não superiores a 2 vezes a espessura desta, com o máximo de 30 cm.

Artigo 126.º — Armadura horizontal

126.1 — Nas paredes devem dispor-se armaduras horizontais colocadas junto de ambas as faces, exteriormente à armadura vertical; sendo b a espessura da parede, a secção desta armadura em cada face e numa altura a não deve ser inferior a $0,001 ba$, no caso de armaduras de A235, e a $0,005 ba$, no caso de armaduras de aço A400 ou A500.

126.2 — Os varões de armadura horizontal não devem ser espaçados mais de 30 cm.

Artigo 127.º — Armadura de cintagem

Quando a secção total da armadura vertical exceder 2 % da secção da parede, esta armadura deve ser convenientemente cintada de acordo com os mesmos critérios estabelecidos no artigo 122.º para os pilares, com excepção das condições aí referidas relativas ao espaçamento das armaduras, o qual não deve exceder o menor dos seguintes valores: 16 vezes o menor diâmetro dos varões da armadura vertical, 2 vezes a espessura da parede e 30 cm.

G — Vigas-parede

Artigo 128.º — Generalidades

Para efeitos de aplicação das regras estabelecidas nos artigos seguintes consideram-se como vigas-parede as vigas de forma laminar cuja relação entre o vão teórico e a altura seja superior aos valores seguintes:

Vigas simplesmente apoiadas 2,0

Vigas contínuas:	
Vãos extremos	2,5
Vãos intermédios	3,0
Vigas em consola	1,0

Artigo 129.º — Vão teórico. Espessura mínima

129.1 — O vão teórico a considerar no dimensionamento das vigas-parede deve ser definido pelo menor dos valores seguintes: a distância entre eixos dos apoios; o vão livre aumentado de 15%.

129.2 — A espessura das vigas-parede não deve ser inferior a 10 cm.

O critério indicado aplica-se também ao caso de vigas-parede em consola, para as quais o vão teórico será definido pelo menor dos valores seguintes: o balanço teórico; o balanço livre aumentado de 15%. Note-se ainda que o artigo 131.º poderá impor limitações mais severas à espessura mínima.

Artigo 130.º — Dimensionamento em relação ao momento flector

Nos casos correntes, para verificação da segurança das vigas-parede em relação ao momento flector, basta em geral calcular a secção da armadura principal necessária para resistir aos momentos actuantes de cálculo, os quais podem ser determinados como se se tratasse de vigas de geometria usual, com as mesmas condições de apoio e sujeitas às mesmas acções.

A secção total da armadura principal, A_s , pode ser obtida pela expressão:

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{f_{syd} z}$$

em que:

M_{Sd} — valor de cálculo do momento flector actuante (obtido considerando os coeficientes de segurança γ_f indicados no n.º 47.2);

f_{syd} — valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% do aço;

z — braço do binário das forças interiores.

O braço do binário das forças interiores pode ser considerado com os seguintes valores, em função do vão da viga, l , e da sua altura total, h :

Vigas simplesmente apoiadas:

$$z = 0,15(l + 3h) \dots \text{no caso de } 1 < \frac{l}{h} \leq 2$$

$$z = 0,6l \dots \text{no caso de } \frac{l}{h} \leq 1$$

Vigas contínuas: vãos extremos e seus apoios de continuidade:

$$z = 0,1(2l + 2,5h) \text{ no caso de } 1 < \frac{l}{h} \leq 2,5$$

$$z = 0,45l \dots \text{no caso de } \frac{l}{h} \leq 1$$

Vigas contínuas: vãos intermédios e apoios não adjacentes aos vãos extremos:

$$z = 0,15(l + 2h) \dots \text{no caso de } 1 < \frac{l}{h} \leq 3,0$$

$$z = 0,45l \dots \text{no caso de } \frac{l}{h} \leq 1$$

Vigas em consola:

$$z = 0,15(2l + 3h) \text{ no caso de } 0,5 < \frac{l}{h} \leq 1$$

$$z = 1,2l \dots \text{no caso de } \frac{l}{h} \leq 0,5$$

As vigas-parede muito esbeltas e sujeitas a cargas importantes podem apresentar problemas de instabilidade, que devem ser adequadamente resolvidos, nomeadamente pela utilização de montantes de rigidez convenientemente espaçados e, em especial, situados sobre os apoios.

Por outro lado, dado que as vigas-parede têm uma grande rigidez no seu plano, são particularmente sensíveis a assentamentos de apoios, facto que deve ser devidamente considerado no seu dimensionamento.

Artigo 131.º — Dimensionamento em relação ao esforço transversal

131.1 — A segurança das vigas-parede em relação ao esforço transversal considera-se em geral suficiente desde que se verifique a condição seguinte:

$$V_{Sd} \leq \frac{1}{3} \tau_2 b h$$

em que:

V_{Sd} — valor de cálculo do esforço transversal actuante, determinado como se se tratasse de uma viga de geometria usual (obtido considerando os coeficientes de segurança γ_f indicados em 47.2);

b — espessura da viga-parede;

h — altura da viga-parede (no caso de $h > l$, deverá tomar-se $h = l$);

τ_2 — tensão que toma os valores indicados no artigo 53.º

131.2 — No caso de apoios directos, é necessário verificar que o valor de cálculo da reacção de apoio (obtido considerando o coeficiente de segurança γ_f indicado em 47.2) não excede os seguintes valores:

No caso de apoios extremos $0,8 f_{cd} b a$

No caso de apoios intermédios.... $1,2 f_{cd} b a$

em que b é a espessura da viga e a é a largura do apoio, que não deverá ser considerada superior a $\frac{1}{5}$ do menor dos vãos adjacentes ao apoio em causa.

A verificação anteriormente referida pode ser dispensada quando o elemento de apoio se prolongar por toda a altura da viga-parede e tiver espessura superior à espessura daquela.

As condições expressas no artigo visam limitar as tensões nas bielas comprimidas de betão, particularmente nas zonas de apoio da viga-parede, e são complementadas pelas disposições específicas relativas a armaduras de alma, nomeadamente as indicadas em 133.2.

Artigo 132.º — Distribuição da armadura principal

132.1 — A armadura principal resistente aos momentos flectores positivos deve manter-se constante ao longo do vão e a sua amarração deve ser realizada a partir das faces interiores dos apoios e ser dimensionada para uma força de tracção pelo menos igual a 80% da força de tracção máxima no vão.

Esta armadura deve ser distribuída numa banda com altura, contada a partir do bordo inferior da viga, dada pelas expressões:

$$\begin{aligned} 0,25 h - 0,05 l & \dots\dots\dots \text{no caso de } h \leq l \\ 0,2 l & \dots\dots\dots \text{no caso de } h > l \end{aligned}$$

132.2 — No caso de vigas-parede contínuas, a armadura principal resistente aos momentos flectores negativos deve ser repartida segundo a altura da viga, quando $l > h$, nas 2 bandas horizontais seguintes: uma banda inferior, situada entre $0,2 h$ e $0,8 h$, distâncias estas contadas a partir do bordo inferior da viga, e uma banda superior, contígua à anterior, estendendo-se até ao bordo superior da viga. Nesta banda superior deve ser colocada a fracção $0,5 \left(\frac{l}{h} - 1\right)$ da secção total da armadura principal e na banda inferior a parte restante da armadura.

No caso de vigas com $l \leq h$, a totalidade da armadura deve ser colocada numa única banda horizontal de altura igual a $0,6 l$ e cujo limite inferior se situa à distância de $0,2 l$ do bordo inferior da viga.

No que se refere à disposição longitudinal destas armaduras, metade da armadura exigida sobre o apoio deve ser estendida a toda a extensão dos vãos adjacentes; a outra metade pode ser interrompida a uma distância da face do apoio igual à menor das seguintes: $0,4 h$ e $0,4 l$ (h e l correspondentes ao vão em consideração).

Os varões da armadura principal devem, em qualquer caso, ser distribuídos segundo a altura de cada uma das bandas anteriormente referidas.

132.3 — No caso de vigas-parede em consola, a armadura principal deve ter secção constante ao longo do vão e ser distribuída numa banda horizontal cujo limite inferior se situa à distância de $0,8 l$ do bordo inferior da viga e cuja altura é igual a $h - 0,8 l$, se $0,5 < \frac{l}{h} \leq 1$, e é igual a $1,2 l$, se $\frac{l}{h} \leq 0,5$.

As disposições deste artigo estão redigidas adoptando a convenção habitual de momento positivo em vigas — o que provoca tracção nas fibras inferiores — e admitindo que as forças actuam de cima para baixo.

Artigo 133.º — Armadura de alma

133.1 — Nas vigas-parede deve dispor-se uma armadura de alma constituída, em cada face, por uma malha de varões verticais e horizontais com espaçamento não superior a 30 cm. As percentagens de armadura, tanto vertical como horizontal, não devem ser, em cada face, inferiores a 0,1, no caso de armaduras de aço A235, e a 0,05, no caso de armaduras de aço A400 ou A500.

Os varões verticais devem constituir estribos envolvendo a armadura principal inferior e os varões horizontais devem constituir cintas envolvendo os varões verticais extremos.

133.2 — Nas zonas dos apoios, as armaduras de alma devem ser reforçadas, tanto vertical como horizontalmente, intercalando varões suplementares na armadura corrente.

Os varões suplementares horizontais devem dispor-se numa banda adjacente à banda que contém a armadura principal inferior e com uma altura igual a

desta; tais varões devem prolongar-se no vão, para além da face do apoio, de um comprimento não inferior ao menor dos seguintes valores: $0,3 h$ e $0,3 l$.

Os varões suplementares verticais devem dispor-se numa banda com largura, contada a partir da face do apoio, não inferior à menor das seguintes: $0,2 h$ e $0,2 l$; tais varões devem prolongar-se, a partir da face inferior da viga, de um comprimento não inferior ao menor dos seguintes valores: $0,5 h$ e $0,5 l$.

Artigo 134.º — Armadura de suspensão. Apoios indirectos

134.1 — Nos casos de cargas aplicadas à parte inferior das vigas-parede (cargas suspensas) e de cruzamento de vigas-parede (apoios indirectos), devem dispor-se armaduras de suspensão nas vigas principais, convenientemente distribuídas e amarradas, e dimensionadas para absorver a totalidade das cargas suspensas ou das forças de apoio das vigas secundárias.

134.2 — Nas zonas dos apoios indirectos, a armadura de alma das vigas secundárias deve ser dimensionada para absorver, quer a vertical quer a horizontal, uma força igual, pelo menos, a 80% do valor de cálculo das suas reacções de apoio. Os varões desta armadura devem ser dispostos na zona inferior da viga, estendendo-se na direcção horizontal de um comprimento, medido a partir da face do apoio, não inferior ao menor dos seguintes valores: $0,4 h$ e $0,3 l$; na direcção vertical, os varões devem constituir estribos, abraçando a armadura principal inferior, cujos ramos tenham um comprimento não inferior ao menor dos seguintes valores: $0,5 h$ e $0,5 l$.

H — Consolas curtas

Artigo 135.º — Generalidades

Para efeitos de aplicação das regras estabelecidas nos artigos seguintes, consideram-se como consolas curtas aquelas em que a distância a (figura 10) entre o ponto de aplicação da força e a face do elemento de encastramento não é superior à altura útil d da consola na secção de encastramento, e em que a altura útil da secção que contém aquele ponto de aplicação da força não é menor que $\frac{2}{3} a$.

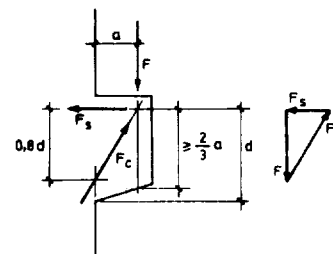


Fig. 10

Artigo 136.º — Critério de dimensionamento

136.1 — Para o dimensionamento das consolas curtas, pode admitir-se a formação de um sistema resis-

tente constituído por um tirante de armadura e por uma biela comprimida de betão com a disposição indicada na figura 10.

A secção da armadura que constitui o tirante, A_s , é então determinada pela expressão:

$$A_s = \frac{F_{sSd}}{f_{syd}}$$

em que:

- F_{sSd} — força no tirante correspondente ao valor de cálculo, F_{Sd} , da força aplicada (obtido considerando os coeficientes de segurança γ_f indicados em 47.2);
 f_{syd} — valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% do aço.

A força de compressão na biela de betão, F_{cSd} , correspondente ao valor de cálculo F_{Sd} da força aplicada deve satisfazer a condição:

$$F_{cSd} \leq \frac{1}{2} \tau_2 b d$$

em que τ_2 toma os valores indicados no artigo 53.º e b é a largura da consola.

136.2 — No caso de consolas em que $d > 2a$, deve aplicar-se o estipulado em 136.1 a uma consola fictícia com $d = 2a$, situada na parte inferior da consola real. Junto à face superior da consola deve prever-se uma armadura igual à que constitui o tirante da consola fictícia.

136.3 — No caso de a consola servir de apoio indirecto a uma viga, metade do valor da reacção desta deve ser transmitida à parte superior da consola por meio de estribos verticais de suspensão, e a outra metade deve ser suspensa do elemento de encastramento por meio de varões inclinados abraçando a parte inferior da viga e convenientemente amarrados naquele elemento.

Nestas condições, a armadura do tirante da consola deve ser dimensionada, segundo o estipulado em 136.1, para uma força vertical igual a metade do valor da reacção da viga.

136.4 — Caso seja possível a actuação de forças horizontais associadas à força vertical aplicada na consola, e com sentido desfavorável, a armadura do tirante deve ser aumentada de forma a absorver também aquelas forças.

Artigo 137.º — Armadura mínima. Distribuição da armadura

137.1 — A armadura que constitui o tirante deve ser distribuída numa altura igual a 0,25 d e a sua percentagem, referida à área $b d$, não deve ser inferior a 0,25, no caso de armaduras de aço A235, e a 0,15, no caso de armaduras de aço A400 ou A500.

137.2 — Na zona da consola inferior à zona do tirante deve distribuir-se uma armadura horizontal suplementar cuja secção total não seja inferior a $\frac{1}{4}$ da secção da armadura do tirante.

Deve haver cuidado especial na realização das amarrações do tirante não só ao elemento de encastramento da consola como junto da sua extremidade.

Algumas das armaduras de tirante deverão constituir laços horizontais envolvendo a zona carregada da consola.

I — Zonas de elementos sujeitas a forças concentradas

Artigo 138.º — Generalidades

As zonas dos elementos na vizinhança da actuação de forças concentradas devem ser objecto de verificações específicas tendo como base resultados obtidos por meio da teoria da elasticidade ou por consideração de equilíbrios de sistemas internos de esforços, devidamente apoiados por comprovações experimentais.

A segurança destas zonas pode ser, em geral, garantida através de uma limitação da pressão local exercida no betão e da colocação de armaduras para fazer face às tensões de tracção transversais a que as forças concentradas dão origem.

As regras apresentadas nos artigos seguintes abordam casos em que as forças actuam numa só face do elemento, segundo a normal a esta, e com distribuição sensivelmente uniforme na zona directamente carregada. Tais regras visam fundamentalmente o dimensionamento das zonas de amarração das armaduras de pré-esforço, posto que, em muitos casos, elas tenham de ser complementadas para ter em conta a influência de parâmetros não considerados, como, por exemplo, a actuação simultânea de reacções de apoio com as forças de amarração.

Artigo 139.º — Verificação da pressão local no betão

A segurança em relação ao esmagamento do betão, na zona de actuação de uma força concentrada, considera-se satisfeita desde que se verifique a seguinte condição:

$$F_{Sd} \leq p_{cRd} A_o$$

em que:

F_{Sd} — valor de cálculo da força concentrada (obtido considerando os coeficientes γ_f indicados em 47.2);

p_{cRd} — valor de cálculo da pressão local a que o betão pode resistir;

A_o — área sobre a qual se exerce directamente a força.

O valor de p_{cRd} é dado pela seguinte expressão:

$$p_{cRd} = f_{cd} \sqrt{\frac{A_1}{A_o}}$$

em que:

f_{cd} — valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

A_1 — maior área delimitada por um contorno fictício contido no contorno da peça e com o mesmo centro de gravidade de A_o ; no caso de várias forças, as respectivas áreas A_1 não devem sobrepor-se.

Em qualquer caso, porém, não pode considerar-se um valor de p_{cRd} superior a 3,3 f_{cd} .

No caso de o betão, à data de aplicação das forças concentradas, não ter atingido a idade de 28 dias, deve substituir-se na expressão anterior f_{cd} por $f_{ck,j} / \gamma_c$, sendo $f_{ck,j}$ o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão, referido a provetes cilíndricos, determinado para a idade j em consideração, e γ_c o coeficiente de segurança definido no artigo 19.º, cujo valor é 1,5.

Artigo 140.º — Tensões de tracção a absorver. Caso de uma só força concentrada

140.1 — As tensões de tracção transversais originadas pela actuação de uma força concentrada na superfície do elemento devem ser absorvidas por armaduras, dispostas em planos normais à direcção de actuação da força e segundo duas direcções ortogonais.

Em cada uma destas direcções, as armaduras devem ser dimensionadas para absorver a força de tracção resultante, $F_{t1,Sd}$, dada pela expressão:

$$F_{t1,Sd} = 0,3 F_{Sd} \left(1 - \frac{a_0}{a_1} \right)$$

em que:

F_{Sd} — valor de cálculo da força aplicada (obtido considerando os coeficientes de segurança γ_f indicados em 47.2);

a_0, a_1 — dimensões, segundo a direcção considerada, das áreas A_0 e A_1 definidas no artigo 139.º

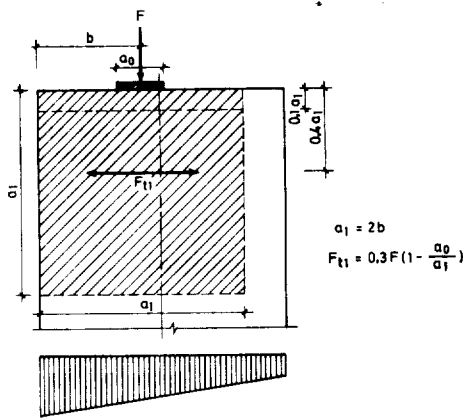


Fig. 11

Em cada direcção, a secção de armadura, A_s , deve ser determinada pela expressão:

$$A_s = \frac{F_{t1,Sd}}{f_{syd}}$$

em que f_{syd} é o valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% do aço. No caso de se tratar de zonas de amarração de armaduras de pré-esforço, não deverá tomar-se para f_{syd} um valor superior a 270 MPa.

As armaduras devem, em cada direcção, ficar contidas num prisma de base A_1 e altura igual a a_1 (figura 11) e ser repartidas em profundidade, entre as cotas $0,1 a_1$ e a_1 , tendo em consideração que a resultante $F_{t1,Sd}$ se situa à cota $0,4 a_1$, e devem ser convenientemente amarradas de forma a garantir o seu funcionamento eficiente ao longo do comprimento a_1 . A cada nível, as armaduras devem distribuir-se numa largura igual à dimensão correspondente da área A_1 na direcção normal à direcção considerada.

140.2 — No caso de, na direcção considerada, a força concentrada estar aplicada fora do núcleo central da secção do elemento (figura 12), além das armaduras dimensionadas segundo o estipulado em 140.1, deve dispor-se uma armadura junto à superfície do elemento, também dimensionada de acordo com o critério referido em 140.1 e destinada a absorver,

na direcção em causa, uma força, $F_{to,Sd}$, dada pela expressão:

$$F_{to,Sd} = F_{Sd} \left(\frac{e}{a} - \frac{1}{6} \right)$$

em que:

- e — excentricidade da força aplicada na direcção considerada;
- a — dimensão do elemento na direcção considerada.

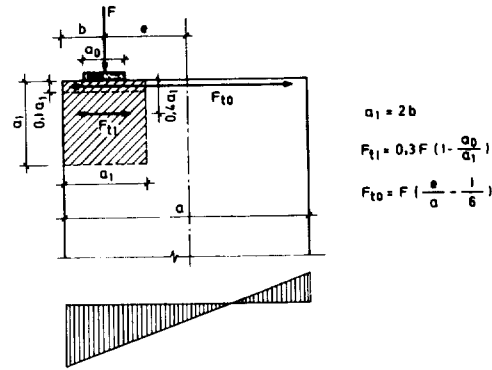


Fig. 12

Chama-se a atenção para a conveniência de dispor cuidadosamente as armaduras transversais na zona em que se desenvolvem as tensões de tracção e muito em particular para a necessidade de as amarrar eficazmente.

Nos casos particulares em que as forças de tracção transversais não sejam muito importantes pode justificar-se contar com a resistência do betão à tracção para absorver tais forças, dispensando-se, portanto, a utilização de armaduras especificamente dimensionadas para esse efeito. Tal dispensa é admissível quando o valor da resultante daquelas forças de tracção não exceder 25% do produto do valor de cálculo da resistência do betão à tracção (ou $f_{ctk,j} / \gamma_c$ se $j < 28$ dias) pela área da secção do prisma interessado, perpendicular à direcção daquela resultante (área com o mesmo valor de A_1).

Artigo 141.º — Tensões de tracção a absorver. Caso de várias forças concentradas

141.1 — No caso da actuação de várias forças concentradas, os critérios expostos no artigo 140.º são em princípio aplicáveis mediante escolha judiciosa de prismas associados a cada força ou a conjuntos de forças.

141.2 — No caso de 2 forças concentradas iguais, afastadas entre si de uma distância sensivelmente inferior à distância entre os centros de gravidade das zonas correspondentes do diagrama de tensões normais, calculado segundo as hipóteses correntes da resistência de materiais, além das armaduras necessárias para absorver as tensões de tracção relativas a cada prisma elementar, há que considerar um prisma envolvente associado ao conjunto das 2 forças (figura 13).

141.3 — No caso de 2 forças concentradas iguais, afastadas entre si de uma distância sensivelmente superior à distância entre os centros de gravidade das zonas correspondentes do diagrama de tensões normais (figura 14), além das armaduras necessárias para absorver as tensões de tracção relativas a cada prisma elementar, deve dispor-se uma armadura junto à superfície do elemento, contida entre as faces extremas desses prismas e dimensionada para absorver uma força de tracção igual a 20% do valor de cálculo de uma das forças concentradas.

CAPÍTULO XII

Disposições relativas a estruturas de ductilidade melhorada

Artigo 142.º — Generalidades

O presente capítulo destina-se a estabelecer as disposições de projecto e as disposições construtivas, complementares das enunciadas nos capítulos X e XI, que devem ser cumpridas para que as estruturas possam ser consideradas como de ductilidade melhorada em face das acções sísmicas, para efeitos de aplicação do disposto no artigo 33.º

As disposições contidas no presente capítulo destinam-se a aumentar a ductilidade das estruturas, permitindo portanto que estas possam sofrer grandes deformações sem diminuição significativa da sua capacidade resistente. Para tanto é necessário assegurar que as roturas sejam condicionadas pelas armaduras e não pelo betão, o que, nas disposições em causa, é traduzido por limitação dos valores máximos da percentagem de armadura e do esforço normal, por exigência de boa cintagem do betão e ainda por medidas visando uma segurança adicional relativamente ao esforço transversal; no caso de estruturas aperticadas, procura-se, além disso, garantir que as rótulas plásticas se formem preferencialmente nas vigas e não nos pilares.

Embora visando especialmente as estruturas dos edifícios, as disposições apresentadas são também aplicáveis a pontes e ainda a outros tipos de estruturas.

Artigo 143.º — Vigas de pórticos

143.1 — As vigas de pórticos devem ter uma secção com largura superior a ¼ da altura, com um mínimo de 20 cm; a relação l/h entre o vão e a altura das vigas não deve ser inferior a 4.

143.2 — Nas vigas de pórticos, a percentagem de armadura longitudinal de tracção, quer na face superior quer na face inferior, deve, junto aos nós e numa extensão pelo menos igual a $2d$, contada a partir da face interior do pilar, ser limitada de modo que a profundidade de linha neutra, correspondente ao estado limite último de resistência por flexão, não exceda $0,3d$.

Na zona em causa, a armadura longitudinal numa dada face não deve ser inferior a 50 % da armadura longitudinal existente na face oposta.

143.3 — Ao longo de todo o comprimento das vigas, quer na face inferior quer na face superior, deve existir uma armadura longitudinal que, no mínimo, seja igual a ¼ da maior das armaduras necessárias nos apoios (na face correspondente) para resistir aos momentos devidos à combinação de acções em que intervém a acção sísmica.

A armadura longitudinal em cada face deve satisfazer a percentagem mínima estabelecida no artigo 90.º e ser constituída, pelo menos, por 2 varões de 12 mm de diâmetro.

143.4 — Nas zonas extremas das vigas, numa extensão igual, pelo menos, a $2d$, contada a partir da face interior do pilar, não devem ser realizadas emendas ou interrupções de varões da armadura longitudinal.

143.5 — As armaduras de esforço transversal devem ser dimensionadas considerando que o valor de cálculo do esforço transversal actuante é igual à soma do valor de cálculo do esforço transversal devido às

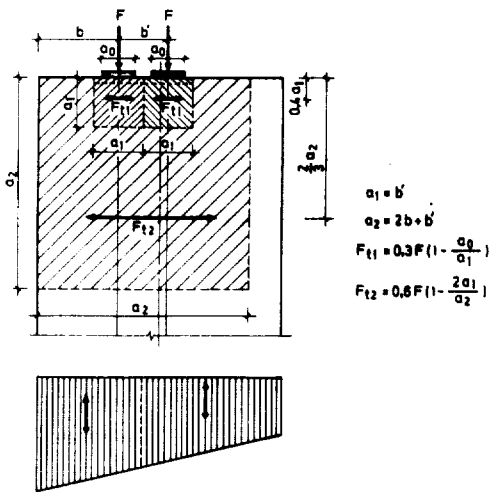


Fig. 13

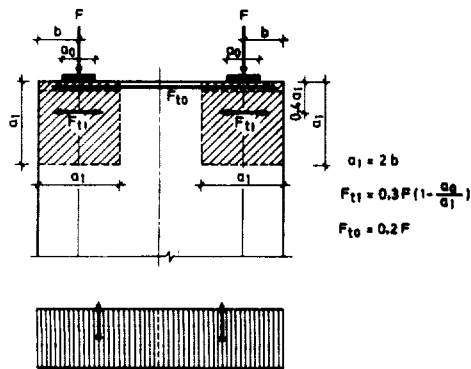


Fig. 14

141.4 — Quando as forças concentradas se distribuem ao longo de uma dimensão do elemento de modo que as suas linhas de acção passem pelo centro de gravidade das zonas correspondentes do diagrama de tensões normais, bastará considerar prismas elementares relativos a cada força, os quais terão larguras iguais às larguras daquelas zonas (figura 15); as armaduras transversais para cada prisma serão calculadas de acordo com o estipulado em 140.1.

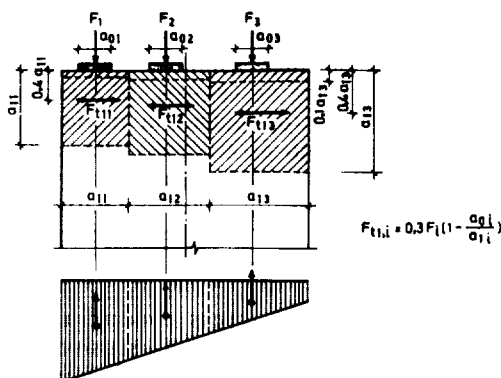


Fig. 15

As regras apresentadas no artigo podem servir de base, desde que criteriosamente adoptadas, ao tratamento de casos em que as forças se distribuem de forma diferente das consideradas. No caso de elementos pré-esforçados haverá ainda que ter em conta o plano estabelecido para a aplicação das várias forças de pré-esforço.

Observe-se finalmente que no caso abordado em 141.4 os prismas relativos a cada força poderão não ser simétricos em relação à linha de actuação dessa força.

acções de natureza gravítica que figuram na combinação de acções em que intervém a acção sísmica, com o valor de cálculo do esforço transverso que resultaria da actuação, nas secções extremas da viga, de momentos iguais a 1,25 vezes o valor de cálculo dos momentos resistentes dessas secções, mobilizáveis por deslocamento lateral da estrutura.

Junto aos nós, e numa extensão da viga pelo menos igual a $2d$, contada a partir da face interior do pilar, o valor do termo V_{cd} , definido em 53.2, deve ser considerado nulo.

143.6—Na zona junto aos nós referida em 143.5 a percentagem mínima de estribos definida em 94.2 não deve ser inferior a 0,20, no caso de armaduras de aço A235, e a 0,10, no caso de armaduras de aço A400 ou A500, independentemente do valor de V_{sd} . Estes estribos devem ser verticais, fechados e com espaçamento não superior a $0,25d$ nem a 15 cm; o primeiro estribo deve situar-se a uma distância da face do pilar não superior a 5 cm.

Quando nas secções de apoio da viga houver inversão do sinal do esforço transverso, a parcela de armaduras de esforço transverso que excede a correspondente à percentagem mínima deve incluir também varões inclinados.

Artigo 144.º — Pilares

144.1 — A secção transversal dos pilares deve satisfazer a condição:

$$N_{sd} \leq 0,6 f_{cd} A_c$$

em que:

N_{sd} — valor de cálculo do esforço normal correspondente à combinação de acções em que intervém a acção sísmica;

f_{cd} — valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão;

A_c — área da secção transversal do pilar.

Além disso, a menor dimensão da secção transversal não deve ser inferior a 30 cm e o valor da esbelteza, λ , dos pilares, definida de acordo com 59.1, não deve exceder 70.

144.2 — A secção total da armadura longitudinal não deve, em caso algum, ser inferior a 0,8 % da secção do pilar, no caso de armaduras de aço A235, e a 0,6 %, no caso de armaduras de aço A400 ou A500.

144.3 — A secção total da armadura longitudinal não deve exceder 6 % da secção do pilar; este limite deve ser respeitado mesmo em zonas de emenda de varões por sobreposição.

144.4 — Nos pórticos, junto a cada nó, a soma dos momentos resistentes dos pilares, determinados tendo em conta o esforço normal correspondente à combinação de acções em que intervém a acção sísmica, deve ser superior à soma dos momentos resistentes das vigas, mobilizáveis por deslocamento lateral da estrutura. Na verificação desta condição, considerar-se-á como secção de betão do pilar apenas a secção cintada pela armadura transversal.

144.5 — As armaduras de esforço transverso devem ser dimensionadas considerando que o valor de cálculo do esforço transverso actuante é igual ao esfor-

ço transverso correspondente à actuação, nas secções extremas do pilar, de momentos iguais aos valores de cálculo dos momentos resistentes dessas secções mobilizáveis por deslocamento lateral da estrutura, e tendo em conta o valor de cálculo do esforço normal correspondente à combinação de acções em que intervém a acção sísmica.

144.6 — Nas zonas extremas dos pilares com ligação de continuidade a outros elementos, e numa extensão, contada a partir das faces desses elementos, não inferior à maior dimensão da secção nem a $\frac{1}{6}$ da altura livre do pilar, o espaçamento longitudinal da armadura transversal não deve ser superior a 10 cm e o diâmetro dos varões desta armadura não deve ser inferior a 8 mm.

144.7 — As emendas e interrupções dos varões da armadura longitudinal não devem ser realizadas nas zonas extremas referidas em 144.6; de preferência, estas descontinuidades da armadura devem localizar-se a meia altura dos pilares.

Artigo 145.º — Nós de pórticos

145.1 — Nos nós dos pórticos devem dispor-se cintas transversais ao eixo do pilar, cujo espaçamento não seja superior a 10 cm e que sejam dimensionadas para os valores de cálculo dos esforços transversos horizontais resultantes das forças de compressão e de tracção transmitidas ao nó pelas vigas que nele concorrem, e tendo em conta os esforços transversos transmitidos pelos pilares. As parcelas do valor de cálculo do esforço transverso relativo às forças transmitidas pelas vigas serão as correspondentes a 1,25 vezes os valores de cálculo dos momentos resistentes destas, mobilizáveis por deslocamento lateral da estrutura.

145.2 — Nos nós em que concorram vigas segundo as 4 faces do pilar, a secção de armadura transversal, calculada segundo 145.1, pode ser reduzida a metade se as vigas não tiverem largura inferior a metade da correspondente dimensão transversal do pilar e se não houver nenhuma viga com altura inferior a $\frac{3}{4}$ de altura da viga mais alta.

Artigo 146.º — Paredes e diafragmas

146.1 — As paredes destinadas a resistir à flexão no seu plano devem ter uma espessura mínima de 15 cm e o valor da sua esbelteza, λ , em qualquer direcção, não deve ser superior a 60; além disso, a relação entre a altura da parede e a sua largura não deve ser inferior a 2.

Nestas paredes, a secção horizontal deve ainda satisfazer a condição:

$$N_{sd} \leq 0,6 f_{cd} A_c$$

em que os símbolos têm significado semelhante ao indicado em 144.1 para os pilares. No entanto, se $N_{sd} \geq 0,2 f_{cd} A_c$, deve aumentar-se a espessura da parede junto aos bordos formando nervuras verticais de secção rectangular e cujos lados não devem ter dimensões inferiores aos seguintes valores: segundo a direcção perpendicular ao plano da parede, $\frac{1}{10}$ da distância entre diafragmas sucessivos e, segundo o plano da

parede, $\frac{1}{10}$ da largura desta, com um mínimo de 2 vezes a espessura da parede. Não é necessário, porém, efectuar este espessamento quando a parede tiver continuidade, nas extremidades em causa, com paredes transversais.

146.2 — A armadura vertical das paredes, dimensionada para resistir à flexão segundo o plano da parede, deve ser predominantemente concentrada junto a cada um dos bordos, numa extensão igual a $\frac{1}{10}$ da largura da parede, com um mínimo de 2 vezes a espessura desta, por forma a constituir aí a armadura de pilares fictícios; a estes pilares fictícios são aplicáveis as regras relativas às armaduras longitudinais e transversais dos pilares, com excepção das correspondentes às secções mínimas de armadura referidas em 121.1, que, no presente caso, devem ser, em cada um dos pilares, iguais a 0,25 % da secção total da parede, no caso de armaduras de aço A235, e a 0,15 %, no caso de armaduras de aço A400 ou A500.

Além disso, na zona de parede compreendida entre aqueles pilares, as percentagens de armadura indicadas no artigo 125.º devem ser referidas apenas à secção da zona da parede em causa.

146.3 — As armaduras de esforço transversal das paredes devem ser dimensionadas para um valor de cálculo que se obtém multiplicando o valor de cálculo do esforço transversal actuante pelo factor 1,1 M_{Rd}/M_{Sd} , em que M_{Rd} é o valor de cálculo do momento resistente da secção) correspondente à armadura efectivamente adoptada) e M_{Sd} é o valor de cálculo do momento actuante na mesma secção.

No caso de paredes compostas, ou seja, paredes formadas pela associação de paredes simples com planares interligadas a vários níveis por lintéis, deverá procurar-se que a distribuição dos referidos lintéis seja regular ao longo de toda a altura da parede.

Particulares cuidados deverá haver com a pormenorização dos lintéis, que devem possuir armaduras iguais nas faces superior e inferior e uma armadura de esforço transversal que inclua conjuntos de varões dispostos segundo as diagonais do lintel e convenientemente amarrados nas paredes (comprimentos de amarração superiores em cerca de 50 % aos usuais); além disso, tanto o lintel como os referidos conjuntos de armaduras devem ser cintados com estribos, com afastamento não superior a 10 cm.

Finalmente, convém chamar a atenção para que os diafragmas, no caso de estruturas de ductilidade melhorada, devem ser objecto de um dimensionamento particularmente cuidado, de forma a transmitirem cabalmente os esforços que se desenvolvem entre os diversos elementos verticais resistentes às acções sísmicas.

QUARTA PARTE

Execução dos trabalhos e garantia de qualidade

CAPÍTULO XIII

Execução dos trabalhos

A — Tolerâncias

Artigo 147.º — Generalidades

As tolerâncias de execução a respeitar devem ser as indicadas no projecto. Nos casos correntes, as tole-

râncias devem satisfazer o estipulado nos artigos seguintes.

Os casos tratados nos artigos seguintes dizem apenas respeito a algumas características dimensionais das peças, que têm directa influência na sua resistência e peso e, conseqüentemente, na própria segurança das estruturas; desvios com efeitos semelhantes, tais como desaprumo e desalinhamento de pilares, não são tratados, devendo no entanto ser devidamente considerados.

Os valores de tolerâncias indicados nos artigos seguintes correspondem a técnicas de execução habituais, embora cuidadas, não devendo obviamente perder-se de vista a necessidade de, em todos os casos, se procurar cumprir, tanto quanto possível, os valores nominais previstos no projecto. Note-se que os valores estipulados não se referem a elementos pré-fabricados industrialmente, em relação aos quais se podem exigir tolerâncias bastante mais severas.

As tolerâncias de construção com reflexos na utilização da obra, como as relativas a espaços a preencher por outros elementos ou componentes da construção (divisórias, janelas, determinados equipamentos, etc.), devem ser especificadas no projecto, não sendo porém do âmbito do presente Regulamento.

Artigo 148.º — Dimensões das secções

As dimensões das secções de betão — altura total de vigas e lajes, largura (e espessura de alma) de vigas, dimensões de secções de pilares — devem satisfazer as tolerâncias Δa a seguir indicadas, em que a representa a dimensão em causa:

$$\begin{aligned} \text{Para } a < 40 \text{ cm} \dots\dots \Delta a &= \pm 0,05 a \\ \text{Para } a \geq 40 \text{ cm} \dots\dots \Delta a &= \pm 2,0 \text{ cm} \end{aligned}$$

Artigo 149.º — Posicionamento das armaduras ordinárias

O posicionamento das armaduras ordinárias deve ser tal que a altura útil dos elementos, d , satisfaça as tolerâncias Δd a seguir indicadas:

$$\begin{aligned} \text{Para } d \leq 20 \text{ cm} \dots\dots \Delta d &= \pm 0,075 d \\ \text{Para } 20 < d < 40 \text{ cm} \dots\dots \Delta d &= \pm (0,05 d + 0,5 \text{ cm}) \\ \text{Para } d \geq 40 \text{ cm} \dots\dots \Delta d &= \pm 2,5 \text{ cm} \end{aligned}$$

Artigo 150.º — Posicionamento das armaduras de pré-esforço

150.1 — O posicionamento das armaduras de pré-esforço deve satisfazer as tolerâncias a seguir indicadas:

a) Segundo a altura do elemento, sendo d a altura útil:

$$\begin{aligned} \text{Para } d \leq 20 \text{ cm} \dots\dots \Delta d &= \pm 0,025 d \\ \text{Para } 20 < d < 100 \text{ cm} \dots\dots \Delta d &= \pm 0,5 \text{ cm} \\ \text{Para } d \geq 100 \text{ cm} \dots\dots \Delta d &= \pm 1,0 \text{ cm} \end{aligned}$$

b) Segundo a largura do elemento, sendo b a largura ao nível da armadura em causa:

$$\begin{aligned} \text{Para } b \leq 20 \text{ cm} \dots\dots \Delta b &= \pm 0,5 \text{ cm} \\ \text{Para } 20 < b < 100 \text{ cm} \dots\dots \Delta b &= \pm 1,0 \text{ cm} \\ \text{Para } b \geq 100 \text{ cm} \dots\dots \Delta b &= \pm 2,0 \text{ cm} \end{aligned}$$

150.2 — No caso de a armadura ser constituída por vários componentes, as tolerâncias de posicionamento individual podem exceder as indicadas no número anterior — sem ultrapassar, porém, o limite de $\pm 2,5$ cm —, desde que a posição da resultante das forças de pré-esforço respeite aquelas tolerâncias.

Artigo 151.º — Recobrimento das armaduras

A tolerância do recobrimento das armaduras é de — 0,5 cm.

B — Moldes e cimbres**Artigo 152.º — Características gerais dos moldes e cimbres**

Os moldes e cimbres devem ser concebidos e construídos de modo a satisfazer as seguintes condições:

- a) Suportarem com segurança satisfatória as acções a que vão estar sujeitos, em particular as resultantes do impulso do betão fresco durante a sua colocação e compactação;
- b) Terem rigidez suficiente para não sofrerem deformações excessivas, de modo que a forma da estrutura executada corresponda, dentro das tolerâncias previstas, à estrutura projectada;
- c) Serem suficientemente estanques para não permitirem a fuga da pasta ligante; no caso de serem constituídas por materiais absorventes de água, devem ser abundantemente molhados antes da betonagem, tendo-se o cuidado, no entanto, de remover toda a água em excesso;
- d) Permitirem fácil desmoldagem, que não provoque danos no betão e tenha em conta o plano de desmoldagem previsto, podendo ser necessária a utilização de dispositivos especiais (cunhas, caixas de areia, parafusos, macacos, etc.);
- e) Permitirem a aplicação correcta dos pré-esforços, sem contrariar os deslocamentos ou as deformações correspondentes;
- f) Disporem, se necessário, de aberturas que permitam a sua conveniente limpeza e inspecção antes da betonagem e facilitem a colocação e compactação do betão;
- g) Terem superfícies de moldagem com características adequadas ao aspecto pretendido para a peça desmoldada.

Artigo 153.º — Desmoldagem e descimbramento

153.1 — As operações de desmoldagem e de descimbramento somente devem ser realizadas quando a estrutura tiver adquirido resistência suficiente (pelo endurecimento do betão e, quando for o caso, pela aplicação de pré-esforço) não só para que seja satisfeita a segurança em relação aos estados limites últimos mas também para que não se verifiquem deformação e fendilhação inconvenientes. Tais operações devem ser conduzidas com os necessários cuidados, de modo a não provocar esforços prejudiciais, choques ou fortes vibrações.

153.2 — Nos casos correntes e a menos de justificação especial, em condições normais de temperatura e humidade e para betões com coeficientes de endurecimento correntes, os prazos mínimos para a retirada dos moldes e dos escoramentos, contados a partir da data de conclusão da betonagem, são os indicados no quadro XVIII.

QUADRO XVIII**Prazos mínimos de desmoldagem e descimbramento**

Moldes e escoramentos	Tipo de elemento		Prazo (dias)
Moldes de faces laterais	Vigas, pilares, paredes		3 (1)
Moldes de faces inferiores	Lajes (3)	$l \leq 6$ m	7
		$l > 6$ m	14
	Vigas		14
Escoramentos	Lajes (3)	$l \leq 6$ m	14 (2)
		$l > 6$ m	21 (2)
	Vigas		21 (2)

(1) Este prazo pode ser reduzido para 12 h se forem tomadas precauções especiais para evitar danificações das superfícies.

(2) Este prazo deve ser aumentado para 28 dias no caso de lajes e vigas que, na ocasião do descimbramento, fiquem sujeitas a acções de valor próximo do que, satisfeita a segurança, corresponde à sua capacidade resistente.

(3) No caso de lajes em consola, deve tomar-se como vão, l , o dobro do balanço teórico.

Aos prazos de desmoldagem e descimbramento indicados no quadro deverá adicionar-se o número de dias em que a temperatura do ar, no local da obra, se tenha mantido inferior a 5°C, durante e depois da betonagem.

153.3 — Nos casos especiais, ou nos casos tratados no número anterior em que se pretenda não cumprir o ali especificado, os prazos de desmoldagem e descimbramento serão estabelecidos e justificados tendo em atenção o preceituado em 153.1 e atendendo à evolução das propriedades mecânicas do betão, convenientemente determinadas por ensaios. Não poderá, no entanto, proceder-se à retirada dos moldes de faces inferiores e dos escoramentos de lajes e vigas antes que o betão atinja uma resistência à compressão superior ao dobro da tensão máxima resultante das acções a que a peça ficará então sujeita, com o mínimo de 10 MPa.

Chama-se a atenção para que, segundo o estipulado em 173.4, as datas de desmoldagem e descimbramento dos diversos elementos devem ser devidamente anotadas no livro de registo da obra juntamente com todos os elementos de informação pertinentes às correspondentes decisões.

C — Armaduras ordinárias**Artigo 154.º — Transporte e armazenamento das armaduras**

154.1 — O transporte e o armazenamento das armaduras devem ser efectuados de modo a evitar, entre a recepção e a colocação em obra, deteriorações tais como:

- Mossas ou entalhes;
- Reduções de secção devidas a corrosão;
- Deposição na superfície de substâncias que possam prejudicar quimicamente o aço ou o betão ou que tenham efeito desfavorável sobre a aderência;
- Perda da possibilidade de identificação.

154.2 — No caso de armaduras pré-fabricadas, há que cuidar, em especial, da manutenção da sua forma e das posições relativas dos varões que as constituem.

Artigo 155.º — Corte e dobragem de varões

155.1 — O corte dos varões deve ser feito, de preferência, por meios mecânicos.

155.2 — A dobragem dos varões, em que se respeitará o estipulado no artigo 79.º, deve ser feita por meios mecânicos, a velocidade constante, com auxílio de mandris, de modo a assegurar um raio de curvatura constante na zona dobrada.

Não é permitido aquecimento com maçarico a fim de facilitar a operação de dobragem, a menos que se prove que uma tal operação não altera as características mecânicas do aço.

155.3 — No caso de a temperatura ambiente ser baixa (inferior a cerca de 5°C), devem ser tomadas precauções especiais na dobragem dos varões, tais como reduzir a velocidade de dobragem, aumentar os raios de curvatura ou até aquecer ligeiramente a zona a dobrar.

155.4 — Só é permitido efectuar desdobragem de varões nos casos especiais em que tal seja indispensável (varões de espera, por exemplo) e desde que, obviamente, a operação não danifique os varões.

Artigo 156.º — Soldadura de varões

A soldadura de varões só é permitida se os aços possuírem as necessárias características de soldabilidade face ao processo de soldadura adoptado (ver comentário ao artigo 21.º) e pode ser utilizada para emendar varões (topo a topo ou com sobreposição lateral) ou para posicionamento relativo dos varões de uma armadura.

As soldaduras a maçarico ou por forjagem não devem ser utilizadas.

Artigo 157.º — Emenda e amarração de varões

157.1 — As emendas e as amarrações de varões, que devem respeitar o disposto nos artigos 81.º, 82.º, 84.º e 85.º, devem ser cuidadosamente realizadas de acordo com o projecto.

157.2 — As emendas por soldadura só devem ser realizadas em troços rectilíneos dos varões, salvo casos especiais devidamente justificados.

157.3 — Nas emendas por soldadura com sobreposição lateral, o comprimento dos cordões individuais não deve exceder 5 vezes o diâmetro do varão; a distância entre cordões sucessivos não deve ser inferior ao mesmo valor.

157.4 — Nas emendas por soldadura topo a topo de varões endurecidos a frio por torção é necessário eliminar as pontas não torcidas.

Artigo 158.º — Montagem e colocação das armaduras

158.1 — A montagem das armaduras deve ser efectuada de modo a respeitar as dimensões do projecto,

dentro das tolerâncias prescritas (artigo 149.º), e a assegurar suficiente rigidez de conjunto para que a armadura mantenha a sua forma durante o transporte, a colocação e a betonagem. Devem ainda ter-se presentes os condicionamentos ligados à colocação e à compactação do betão.

158.2 — A colocação das armaduras nos moldes deve ser feita de modo a respeitar os recobrimentos previstos no projecto. Os posicionadores a utilizar devem ser convenientemente envolvidos pelo betão, não devem prejudicar a betonagem nem devem contribuir para o enfraquecimento da peça, quer directamente, quer facilitando a acção agressiva do meio ambiente; devem, além disso, ser constituídos por materiais inertes relativamente ao betão e ao aço das armaduras, e ser adequados ao tipo de acabamento pretendido para as superfícies da peça.

D — Armaduras de pré-esforço

Artigo 159.º — Transporte e armazenamento das armaduras

As armaduras de pré-esforço, as bainhas e os dispositivos de amarração e de emenda devem ser convenientemente protegidos durante o seu transporte e armazenamento, o qual deve ser feito ao abrigo da chuva, da humidade do solo e de ambientes agressivos. Em particular, devem evitar-se deteriorações tais como:

- Corrosões devidas a agentes químicos, electroquímicos ou biológicos;
- Deformações excessivas das armaduras;
- Entalhes ou mossas, especialmente das bainhas;
- Perda de estanquidade das bainhas;
- Deposição, nas superfícies, de substâncias que possam prejudicar a aderência;
- Danos resultantes de aquecimento provocado por chama ou por partículas projectadas por soldaduras feitas na proximidade.

Para evitar deformações excessivas das armaduras de pré-esforço, o seu transporte e armazenamento em bobinas só é permitido para fios e cordões, não podendo este processo ser utilizado no caso de varões. O diâmetro do núcleo das bobinas deve ser suficientemente grande (em geral não inferior a 200 Ø), de modo que as armaduras possam recuperar a forma recta quando desenroladas.

Artigo 160.º — Corte e dobragem das armaduras

160.1 — O corte das armaduras de pré-esforço deve, de preferência, ser feito por meios mecânicos convenientes (discos abrasivos de alta velocidade, serras de aço rápido, etc.). O corte a maçarico oxi-acetilénico pode também ser utilizado desde que a operação seja realizada com excesso de oxigénio, se tomem precauções para evitar o contacto da chama com os dispositivos de amarração ou outros cabos e desde que seja feito a uma distância não inferior a cerca de 30 mm do dispositivo de amarração.

O corte de armaduras sob tensão deve ser evitado.
160.2 — No caso de processos especiais de pré-esforço que exijam dobragem de armaduras, esta deve ser feita de acordo com as especificações do processo em causa, utilizando meios mecânicos, a velocidade

de constante, e de forma a assegurar um raio de curvatura constante na zona dobrada.

A desdobração de armaduras de pré-esforço não é permitida.

Artigo 161.º — Emenda e amarração das armaduras

As emendas e as amarrações das armaduras de pré-esforço devem ser executadas por meio dos dispositivos específicos do processo de pré-esforço utilizado e de acordo com as técnicas nele previstas.

Artigo 162.º — Montagem e colocação das armaduras

162.1 — A montagem e a colocação das armaduras de pré-esforço devem ser efectuadas de acordo com o projecto e com as exigências do processo de pré-esforço utilizado. Deverá atender-se, em especial, aos aspectos ligados ao recobrimento e ao espaçamento das armaduras, ao seu posicionamento de acordo com as tolerâncias previstas (artigo 150.º) e à facilidade de betonagem.

162.2 — Os dispositivos de posicionamento devem satisfazer as exigências indicadas em 158.2. Em particular, devem ser suficientemente rígidos e próximos, de forma a impedir o deslocamento das armaduras ou das bainhas durante a betonagem.

A utilização da soldadura para o posicionamento das bainhas só é permitida se estas não contiverem já as armaduras no seu interior e desde que se tomem os cuidados necessários para evitar danos nas bainhas.

162.3 — As armaduras, bainhas e dispositivos de amarração devem, antes da sua montagem, ser limpos de matérias prejudiciais (carepa de laminagem, ferrugem, óleo, etc.); o ar comprimido usado para limpeza das bainhas não deve conter óleo e água em teores prejudiciais.

A utilização de processos não adequados para o posicionamento das armaduras pode originar alterações sensíveis nos pré-esforços aplicados (forças e momentos), não só devido ao aumento de atrito em resultado de ondulações excessivas das bainhas, mas também devido a variações das excentricidades.

O traçado das armaduras deve ser regular e sem mudanças bruscas de direcção e deve ser devidamente referenciado no projecto, de modo a permitir correcto posicionamento e fácil verificação. Nas zonas de amarração o posicionamento das armaduras deve ser particularmente cuidado.

Chama-se ainda a atenção para que os posicionadores devem também impedir a eventual subida das bainhas durante a betonagem, por efeito da impulsão exercida pelo betão fresco.

Artigo 163.º — Bainhas

163.1 — As bainhas a utilizar, cuja constituição e características devem ser conformes às exigências do projecto, devem possuir flexibilidade suficiente para se adaptarem ao traçado das armaduras (embora com rigidez que lhes permita manter a forma da secção), ser posicionadas de acordo com o estipulado no artigo 162.º e ser estanques relativamente ao betão fresco.

163.2 — As superfícies exterior e interior das bainhas devem apresentar características que favoreçam a aderência do betão e do material de injeção.

As bainhas devem ainda possuir respiradouros, não só nas extremidades, como também nas zonas altas do seu traçado; no caso de bainhas de grande com-

primento, devem ainda existir respiradouros suplementares convenientemente espaçados.

Devem ser tomadas as precauções necessárias para que os respiradouros não sejam acidentalmente obstruídos antes da injeção e, bem assim, para que não entre água ou outras matérias estranhas nas bainhas.

163.3 — A fim de facilitar a injeção das bainhas, estas devem ter secção interior superior a 2 vezes a secção da armadura e diâmetro interior que seja superior em 10 mm, pelo menos, ao diâmetro da armadura, valores estes que devem ser aumentados no caso de armaduras verticais ou muito inclinadas.

163.4 — Nas emendas de bainhas que haja necessidade de realizar devem ser tomados os cuidados adequados para assegurar a manutenção da estanquidade.

E — Fabrico, colocação e cura do betão

Artigo 164.º — Fabrico e colocação do betão

O fabrico e a colocação em obra do betão devem ser executados de acordo com as regras estabelecidas no RBLH.

Artigo 165.º — Cura do betão

165.1 — A cura do betão deve, em condições correntes, ser efectuada de acordo com o preceituado no RBLH.

165.2 — Os processos especiais de cura do betão, eventualmente utilizados, devem ser aplicados de acordo com a técnica de eficácia comprovada. Deverá, além disso, ter-se em conta as eventuais alterações das propriedades do betão motivadas por tais processos, em particular no que se refere à evolução da resistência no tempo, à relação entre as resistências à compressão e à tracção e às propriedades reológicas (retracção e fluência).

F — Operações de pré-esforço

Artigo 166.º — Operações preliminares

A aplicação dos pré-esforços deve ser precedida das verificações necessárias para assegurar que é possível realizar esta operação de acordo com as exigências do projecto e do processo de pré-esforço a utilizar e com as adequadas precauções quanto à segurança do pessoal e do equipamento. Em particular, deverá verificar-se:

- Se o betão adquiriu a resistência exigida;
- Se as armaduras não estão impedidas de deslizar nas bainhas ou nas condutas;
- Se o elemento a pré-esforçar possui a liberdade de deformação que lhe é exigida para receber o pré-esforço;
- Se o espaço para a operação dos macacos é suficiente em face dos deslocamentos previstos;
- Se os dispositivos de amarração estão bem posicionados e se é possível colocar em posição definitiva as peças de bloqueamento.

É condição essencial para a correcta aplicação do pré-esforço a liberdade de movimento das armaduras dentro das bainhas ou

condutas. Neste sentido, estas deverão ser inspeccionadas imediatamente após a betonagem, a fim de detectar eventual obstrução; para isso, poder-se-á insuflar ar comprimido ou fazer jogar o cabo, se este já se encontrar montado, ou fazer passar um objecto-testemunha em caso contrário. Em casos especiais poderá ser necessário comprovar, através de ensaios efectuados na obra, o valor das perdas por atrito nas bainhas.

Artigo 167.º — Aplicação do pré-esforço

167.1 — As operações de aplicação do pré-esforço devem ser realizadas por pessoal devidamente qualificado, observando todos os requisitos técnicos inerentes ao processo de pré-esforço utilizado e de acordo com o programa pré-estabelecido.

167.2 — O controle dos valores do pré-esforço deve ser feito simultaneamente por medição das forças aplicadas e por verificação do alongamento das armaduras. A aplicação das forças deve ser feita sempre de modo contínuo e regular.

Todos os elementos relativos a estes controles devem, de acordo com 173.4, ser devidamente anotados no livro de registo da obra.

167.3 — No caso de elementos pré-tensionados, a transferência do pré-esforço deve, sempre que possível, ser feita simultaneamente por todas as armaduras e de modo gradual.

167.4 — No caso de elementos pós-tensionados, devem ser cuidadosamente respeitadas as indicações do projecto relativas à ordem de aplicação do pré-esforço nas diversas armaduras (e, eventualmente, às fases desta aplicação); igualmente deverão ser seguidas as instruções relativas às extremidades das armaduras em que devem actuar os macacos.

167.5 — Não devem ser efectuadas operações de aplicação de pré-esforço quando a temperatura ambiente for inferior a 0°C.

Artigo 168.º — Protecção das armaduras

168.1 — As armaduras pós-tensionadas devem ser, no menor prazo possível após a aplicação do pré-esforço, convenientemente protegidas contra a corrosão, o que é usualmente conseguido por injeção de produtos apropriados nas condutas ou nas bainhas. Cuidados semelhantes devem ser tidos em relação aos dispositivos de amarração.

168.2 — Os materiais de injeção a utilizar (salvo nos casos particulares de protecções provisórias) devem apresentar boa aderência às armaduras e às bainhas ou condutas e possuir resistência mecânica suficiente. As caldas de cimento a empregar para este fim devem satisfazer as condições indicadas no artigo 169.º

168.3 — A injeção deve ser executada de modo a assegurar o preenchimento completo dos espaços entre a armadura e a conduta ou a bainha. Na sua execução devem ser respeitadas as regras indicadas no artigo 170.º

É em geral recomendável não exceder o prazo de 7 dias entre a aplicação do pré-esforço e a protecção da armadura. Razões de alta agressividade ambiente (por exemplo, humidade e temperatura elevadas) podem aconselhar a redução deste prazo.

No caso, porém, de, por circunstâncias particulares (construtivas, climáticas, etc.), o prazo tiver de ser dilatado, deverá proceder-se a uma protecção provisória por meio de processos e produtos adequados que, no entanto, não venham a prejudicar a aderência.

No caso de decorrer bastante tempo (2 a 3 meses) entre a colocação das armaduras e das bainhas e a aplicação do pré-esforço, há que, igualmente, conferir-lhe adequada protecção durante tal situação.

Artigo 169.º — Caldas de injeção

169.1 — As caldas de cimento para injeção de bainhas devem satisfazer os condicionamentos impostos para os seus componentes no RBLH, em particular no que se refere à presença de iões agressivos.

A sua composição deve conferir-lhes as necessárias características de fluidez e de resistência, com uma razão água/cimento tão baixa quanto possível, podendo para o efeito ser utilizados adjuvantes adequados, os quais, igualmente, não devem conter substâncias agressivas para as armaduras. O cimento deve ser de fabricação recente e, no momento da sua aplicação, encontrar-se a temperatura inferior a 40°C.

169.2 — A resistência à compressão da calda endurecida, determinada aos 7 dias de idade sobre provetes cúbicos de 10 cm de aresta, não deve ser inferior a 17 MPa.

169.3 — O fabrico da calda deve ser feito mecanicamente (lançando no misturador primeiro a água e depois o cimento), de modo a obter a necessária homogeneidade, e não deve demorar mais de 5 minutos.

A calda deve ser utilizada num prazo que não exceda meia hora, a menos que sejam empregados retardadores de presa; entretanto, deve ser continuamente agitada. Antes da sua utilização, convém fazê-la passar por um peneiro.

A determinação da resistência à compressão das caldas endurecidas deve ser efectuada seguindo, na medida do possível, os critérios e as normas adoptados para a determinação da resistência à compressão do betão.

Outras características das caldas de injeção que podem ter interesse em certos casos são, por exemplo, a resistência à congelação, a exsudação e as variações volumétricas.

Artigo 170.º — Injeção das bainhas

170.1 — A injeção das bainhas deve ser efectuada através do ponto de injeção situado a cota mais baixa. No caso, porém, de não haver grande diferença de cotas ao longo da bainha, a injeção pode ser realizada por uma das extremidades.

170.2 — A injeção deve ser contínua, com avanço de 6 a 12 m/min ao longo da bainha, e não deve ser interrompida até que a calda que vai saindo pelos vários respiradouros (que vão sendo progressivamente obturados) tenha consistência idêntica à da calda no ponto de injeção.

170.3 — A injeção deve ser efectuada por bomba mecânica (e não por ar comprimido), assegurando o caudal necessário a uma pressão máxima de 2 MPa, valor este que deve ser limitado por válvula automática. Todo o equipamento deve ser concebido de modo a evitar que seja introduzido ar na bainha.

170.4 — A injeção de bainhas paralelas, quando muito próximas, deve, sempre que possível, ser feita simultaneamente.

170.5 — A menos que sejam tomadas precauções especiais, não devem ser realizadas operações de injeção quando a temperatura ambiente seja inferior a 5°C ou se possa temer que tal ocorra durante as 48 horas após a injeção.

170.6 — A injeção de bainhas verticais ou muito inclinadas, em particular quando de grande comprimento, exige técnicas especiais, que devem ser cuidadosamente aplicadas.

CAPÍTULO XIV

Garantia de qualidade

Artigo 171.º — Generalidades

A metodologia destinada a assegurar a aptidão da obra para a utilização prevista — garantia de qualidade — apenas é encarada no presente Regulamento nos aspectos relativos à segurança e durabilidade das estruturas. Com este objectivo apresentam-se neste capítulo critérios gerais relativos aos controlos preliminares, aos controlos de produção e de conformidade da obra, à recepção desta e à sua manutenção.

Um sistema de garantia de qualidade envolve, em princípio, todos os participantes no processo construtivo (dono da obra, projectista, construtor, utilizador, autoridades, etc.) e estende-se a todas as suas fases (concepção, projecto, construção e utilização).

A matéria apresentada neste capítulo tem em vista, fundamentalmente, estabelecer alguns conceitos gerais sobre garantia de qualidade e respectiva terminologia, numa base internacionalmente aceite, fornecendo assim orientações para a elaboração dos cadernos de encargos das obras.

Não são tratados porém quaisquer aspectos contratuais ou jurídicos ligados à garantia de qualidade; em particular, as consequências de uma rejeição (penalidades, indemnizações, etc.) e a repartição das responsabilidades entre os diversos intervenientes na obra estão fora do âmbito deste Regulamento.

Artigo 172.º — Controlos preliminares

Os controlos efectuados antes do início da execução destinam-se a assegurar que é possível realizar satisfatoriamente a obra prevista com os técnicos, os materiais e os métodos de execução disponíveis.

Estes controlos devem incidir, nomeadamente, sobre a qualidade e a adequabilidade do projecto, dos materiais e dos meios de execução que vão ser utilizados.

Artigo 173.º — Controlo de produção

173.1 — O controlo de produção consiste num conjunto de acções exercidas durante a execução da obra com vista a obter um grau razoável de garantia de que as condições que lhe são exigidas serão satisfeitas.

Este controlo deve incidir, fundamentalmente, sobre os materiais e sobre o modo como é executada a obra.

173.2 — As características dos materiais a utilizar devem ser verificadas à chegada ao estaleiro, podendo para este efeito ser tidos em conta eventuais controlos a que tenham sido sujeitos durante a sua produção. No caso de tais controlos oferecerem as necessárias garantias, estas acções podem limitar-se a simples operações de identificação.

No que se refere ao controlo dos componentes do betão, ou do próprio betão quando recebido de uma central industrial, devem ser tidas em consideração as condições especificadas no RBLH.

Imediatamente antes da utilização dos materiais deve ser verificado se, durante o seu armazenamento e ma-

nuseamento, sofreram danos que os tornem impróprios para a aplicação prevista.

173.3 — A execução da obra deve ser acompanhada das verificações necessárias para assegurar o cumprimento das condições estipuladas no projecto e ter em consideração as regras de execução contidas no capítulo XIII deste Regulamento.

173.4 — No livro de registo da obra devem ser indicadas, cronologicamente, todas as ocorrências verificadas no decurso da obra e que interessam à realização desta. Este livro será facultado aos agentes das entidades que tenham jurisdição sobre a obra sempre que estes o solicitarem, para que possam visá-lo ou nele inscrever as observações que o andamento dos trabalhos lhes sugerir.

Considera-se de importância fundamental, para as actividades de garantia de qualidade, o correcto preenchimento do livro de registo da obra. Em particular, além dos elementos relativos ao betão, referidos no RBLH, devem nele ser inscritos todos os dados referentes às datas de desmoldagem e descimbramento dos elementos e às operações de pré-esforço referidas nos artigos 153.º e 176.º do presente Regulamento.

Artigo 174.º — Controlo de conformidade

174.1 — O controlo de conformidade consiste num conjunto de acções e de decisões efectuadas com base em regras pré-estabelecidas (regras de conformidade que têm em conta os critérios de amostragem e os critérios de aceitação-rejeição) e destinadas a verificar se a obra cumpre as exigências que lhe são atribuídas, permitindo, em consequência, efectuar um julgamento de «conformidade» ou de «não conformidade».

Estas acções devem incidir sobre os materiais, sobre a execução dos trabalhos e sobre a obra terminada.

174.2 — O controlo de conformidade dos materiais e componentes poderá basear-se em resultados de ensaios e verificações do controlo da sua produção. Caso tal controlo não ofereça as necessárias garantias — ou mesmo se não tiver sido efectuado — há que proceder às verificações e ensaios necessários para habilitar ao julgamento de conformidade.

No controlo de conformidade do betão devem ser tidos em conta os critérios estipulados no RBLH.

174.3 — O controlo de conformidade da execução dos trabalhos deve basear-se nos controlos de produção referidos no artigo 173.º e ter em conta os elementos que constam do livro de registo da obra.

174.4 — O controlo de conformidade final da obra deve exercer-se, em regra, através de verificações de formas e dimensões, dando atenção particular à eventual existência de deformações excessivas, fendas, defeitos de betonagem, insuficiência de recobrimentos de armaduras, etc. Em certos casos, em face da importância ou das características especiais da obra, poderá ser prevista a realização de ensaios complementares, com vista a confirmar o seu comportamento.

Artigo 175.º — Recepção

175.1 — A recepção é o acto de decisão final que, em face dos resultados do controlo de conformidade, consiste em aceitar ou rejeitar a obra.

No caso de «conformidade», a obra deve ser aceite; no caso de «não conformidade», a obra será, em

princípio, rejeitada, podendo no entanto vir ainda a ser aceite nas condições a seguir indicadas.

175.2 — No caso de os resultados do controle de conformidade não serem satisfatórios, a obra poderá ainda ser aceite, desde que se faça um julgamento do problema, tendo em atenção as suas condições específicas, e seja feita prova de que as condições regulamentares de segurança são satisfeitas.

Esta verificação de segurança pode ser realizada com base nos próprios resultados dos ensaios efectuados durante o controle, ou com base em resultados de ensaios suficientemente representativos e devidamente interpretados, realizados sobre provetes extraídos expressamente para este efeito.

Artigo 176.º — Manutenção

176.1 — As estruturas devem ser mantidas em condições que preservem a sua aptidão para o desempenho das funções para que foram concebidas. Com esta finalidade, deverão ser objecto de inspecções regulares e, se necessário, de reparações adequadas.

176.2 — Durante a vida da estrutura devem ser efectuadas inspecções regulares, a fim de detectar possíveis danos e permitir a sua reparação em tempo útil. A periodicidade destas inspecções depende de vários factores, entre os quais o tipo de utilização da obra, a importância desta e as condições de agressividade do ambiente.

Nas inspecções deverá ser dada particular atenção a mudanças localizadas de cor dos revestimentos, a descasques destes, ao aparecimento de ferrugem, a fendilhações e a deformações excessivas, factores estes que podem ser sinais de anomalias da estrutura que seja necessário corrigir.

176.3 — No caso de as inspecções revelarem qualquer deficiência no comportamento da estrutura, haverá que investigar as suas causas com vista a proceder aos necessários trabalhos de reparação.

A estrutura, após reparação, deve satisfazer a segurança regulamentar relativamente às condições de utilização previstas.

Em certos casos, poderá ser conveniente colocar, em locais apropriados, placas com a indicação das sobrecargas de utilização máximas permitidas, a fim de alertar os utilizadores para o facto de que a aplicação de sobrecargas superiores às indicadas pode danificar a estrutura.

Quanto à periodicidade das inspecções, para estruturas correntes não sujeitas a ambientes particularmente agressivos, podem ser recomendadas as seguintes:

Habitacões	10 anos
Construções industriais	5 a 10 anos
Pontes rodoviárias	1 a 5 anos
Pontes ferroviárias	1 a 2 anos

ANEXO I

Retracção e fluência do betão

1 — Introdução

O presente anexo trata fundamentalmente da quantificação da retracção e da fluência do betão para efeitos do dimensionamento das estruturas. Os valores apresentados são, em princípio, referidos a situações

em que as condições termo-higrométricas ambientes são sensivelmente constantes no tempo e as tensões aplicadas ao betão são compressões de valor inferior a 0,4 do valor característico da tensão de rotura por compressão na idade de carregamento. Estes valores podem, porém, ser também aplicados ao caso de tensões de tracção e, tratando-se de compressões, também aos casos em que seja excedido aquele limite de 0,4 da tensão de rotura, desde que o seja durante pouco tempo (por exemplo, em operações de aplicação do pré-esforço).

Os valores indicados devem ser encarados como valores médios, que podem ser utilizados na generalidade das situações previstas no Regulamento. No entanto, caso haja necessidade de efectuar uma análise mais segura, é conveniente aumentar ou diminuir aqueles valores em 20%, conforme for mais desfavorável.

Observe-se, por outro lado, que a retracção e a fluência têm em geral efeitos extremamente reduzidos sobre os estados limites últimos e, consequentemente, podem não ser tidos em conta na verificação da segurança em relação àqueles estados limites. Exceptuam-se, naturalmente, certas situações, como, por exemplo, o efeito da fluência sobre a excentricidade do esforço normal, a considerar na encurvadura de pilares. Pelo contrário, os efeitos da fluência e da retracção condicionam significativamente o comportamento das estruturas nas condições de serviço e, portanto, devem ser considerados na verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização (deformação e fendilhação).

2 — Retracção

2.1 — Generalidades

A extensão devida à retracção, que se verifica entre as idades t_1 e t_0 do betão, $\epsilon_{cs}(t_1, t_0)$, pode ser determinada pela expressão:

$$\epsilon_{cs}(t_1, t_0) = \epsilon_{cs0} [\beta_s(t_1) - \beta_s(t_0)]$$

em que:

ϵ_{cs0} — valor de referência, que depende das condições higrométricas do ambiente, da consistência do betão fresco e da espessura fictícia do elemento;

$\beta_s(t_1), \beta_s(t_0)$ — valores particulares da função $\beta_s(t)$, que exprime a variação do valor da retracção com a idade do betão, e que depende da espessura fictícia do elemento.

Apresentam-se seguidamente dados para a quantificação destes parâmetros.

2.2 — Valor de referência, ϵ_{cs0}

O valor de referência da retracção, ϵ_{cs0} , é dado pelo produto:

$$\epsilon_{cs0} = \epsilon_{cs1} \eta$$

em que estes factores tomam os valores a seguir indicados.

2.2.1 — Extensão ϵ_{cs1}

Os valores da extensão, ϵ_{cs1} , são definidos no quadro I-I e referem-se a betões de consistência média; devem ser reduzidos de 25% para betões de consistência alta e aumentados de 25% para betões de consistência baixa.

QUADRO I-I
Retracção do betão
Valores da extensão ϵ_{cs1}

Humidade relativa do ambiente	ϵ_{cs1} (10 ⁻⁶)
Imersão em água	+ 100
Alta (90%)	- 130
Média (70%)	- 320
Baixa (40%)	- 520

As consistências do betão são definidas do modo seguinte:

- Consistência alta — 40 a 10 graus Vêbê;
- Consistência média — 9 a 3 graus Vêbê ou até 4 cm de abaixamento;
- Consistência baixa — abaixamento superior a 4 cm.

2.2.2 — Coeficiente η

Os valores do coeficiente η são definidos no quadro I-II em função da espessura fictícia do elemento, h_o .

QUADRO I-II
Retracção do betão
Valores do coeficiente η

Espessura fictícia, h_o (cm)	≤ 5	10	20	40	80	≥ 160
η	1,20	1,05	0,90	0,80	0,75	0,70

Os valores da espessura fictícia são determinados pela expressão:

$$h_o = \lambda \frac{2 A_c}{u}$$

em que:

- A_c — área da secção transversal do elemento;
- u — parte do perímetro da secção transversal do elemento em contacto com o ambiente;
- λ — coeficiente dependente das condições higrométricas do ambiente e que toma os seguintes valores:

- Imersão em água $\lambda = 30$
- Humidade relativa alta (90%) $\lambda = 5$
- Humidade relativa média (70%) $\lambda = 1,5$
- Humidade relativa baixa (40%) $\lambda = 1,0$

O termo $\frac{2 A_c}{u}$ designa-se habitualmente por espessura equivalente, h_e .

2.3 — Função $\beta_s(t)$

A função $\beta_s(t)$, que exprime a evolução da retracção com a idade do betão, é representada na figura I-1 para vários valores da espessura fictícia, h_o .

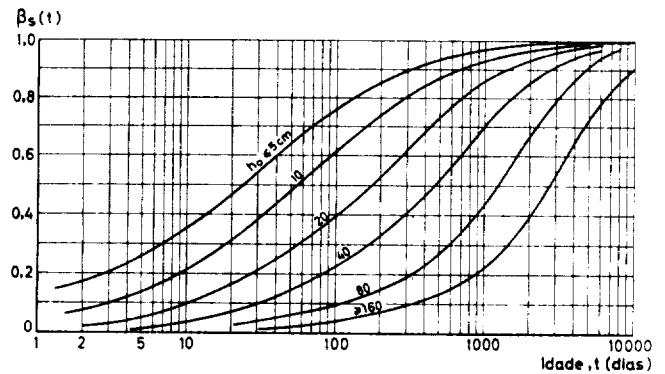


Fig. I-1

Estes elementos estão referidos a uma temperatura ambiente de cerca de 20°C. Para ter em conta as variações de temperatura deve considerar-se, para operar sobre diagramas da figura I-1, em vez da idade real do betão, t , uma idade corrigida, t' , calculada pela expressão:

$$t' = \alpha \frac{\sum_{i=1}^{i=t} (T_i + 10)}{30}$$

em que T_i representa, em graus Celsius, a temperatura média do dia i , e α é um coeficiente que toma os seguintes valores:

- Cimentos de endurecimento corrente ou lento $\alpha = 1$
- Cimentos de endurecimento rápido $\alpha = 2$
- Cimentos de endurecimento rápido e de alta resistência $\alpha = 3$

2.4 — Exemplificação

A fim de permitir apreciar globalmente a evolução da retracção no tempo em face dos elementos anteriormente indicados, apresentam-se na figura I-2 as curvas que traduzem esta variação para alguns valores particulares dos parâmetros considerados: betão de consistência normal, temperatura ambiente de 20°C, humidade relativa ambiente de 75% e de 55% e espessura equivalente a 10 cm, 20 cm e 40 cm.

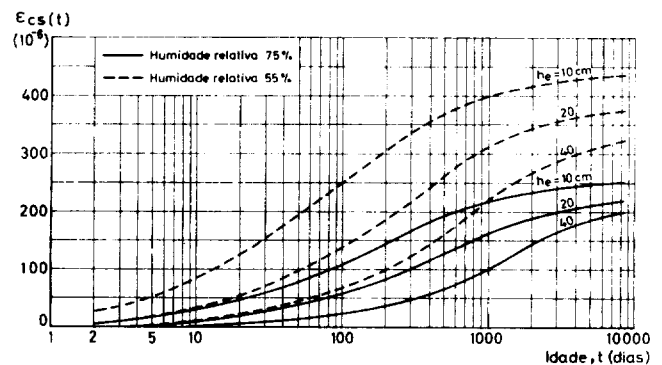


Fig. I-2

3 — Fluência

3.1 — Generalidades

Ao ser aplicada ao betão uma tensão, por hipótese, constante no tempo, pode esquematicamente considerar-se que ocorre uma deformação elástica instantânea, seguida de uma deformação que se processa no tempo — deformação de fluência. Esta deformação de fluência pode ser decomposta numa deformação elástica diferida (recuperável após descargas, no decurso do tempo) e numa deformação plástica diferida (não recuperável).

Note-se que do ponto de vista das aplicações é conveniente considerar que as deformações diferidas (elástica e plástica) se processam em 2 fases: uma que se desenvolve nos primeiros dias após a aplicação da carga e outra que se processa lentamente ao longo do tempo.

Na formulação seguidamente apresentada para a determinação das extensões devidas à fluência do betão admite-se a existência de proporcionalidade entre as extensões devidas à fluência e as tensões aplicadas. Admite-se ainda como válido o princípio da sobreposição para os efeitos de tensões aplicadas em instantes diferentes, pelo qual é possível calcular as extensões de fluência sob tensão variável no tempo.

Estas hipóteses são aceitáveis na generalidade das situações correntes, podendo, no entanto, não ser realistas no caso de níveis de tensão elevados (superiores a cerca de 0,4 da tensão de rotura) com grande duração e no caso de diminuição sensível da tensão aplicada, efectuada rapidamente.

3.2 — Fluência sob tensão constante

A extensão devida à fluência que se verifica à idade t para uma tensão constante aplicada desde a idade t_0 do betão, $\epsilon_{cc}(t, t_0)$, pode ser determinada pela expressão:

$$\epsilon_{cc}(t, t_0) = \sigma_{c,t_0} \frac{\varphi_c(t, t_0)}{E'_{c,28}}$$

em que:

σ_{c,t_0} — tensão constante aplicada na idade t_0 ;
 $E'_{c,28}$ — módulo de elasticidade inicial do betão aos 28 dias de idade que pode ser obtido aumentando 25% os valores do módulo de elasticidade (secante) que figuram no artigo 17.º;

$\varphi_c(t, t_0)$ — coeficiente de fluência na idade t correspondente à aplicação da tensão na idade t_0 , cuja quantificação é feita na secção 3.4 do presente anexo.

Observe-se que a extensão total na idade t devida a uma tensão constante aplicada na idade t_0 (extensão elástica inicial no instante t_0 mais a extensão de fluência que se verifica no intervalo $t - t_0$) é dada por:

$$\epsilon_{c,tot}(t, t_0) = \sigma_{c,t_0} \left[\frac{1}{E'_{c,t_0}} + \frac{\varphi_c(t, t_0)}{E'_{c,28}} \right]$$

em que E'_{c,t_0} é o valor médio do módulo de elasticidade inicial do betão na idade t_0 , o qual pode ser estimado aumentando de 25% os valores dos módulos de elasticidade secantes do betão à mesma idade, determinados pela expressão indicada no comentário ao artigo 17.º

Na expressão anterior o termo entre parêntesis rectos é usualmente designado por «função de fluência».

3.3 — Fluência sob tensão variável

No caso de entre as idades t_0 e t não se manter constante a tensão aplicada, a extensão de fluência pode ser calculada aplicando o princípio da sobreposição. Assim, decompondo a variação de tensão que se verifica entre t_0 e t em n variações parcelares $\Delta\sigma_{c,t_i}$, aplicadas cada uma numa idade t_i , mantendo-se a tensão constante entre as idades t_i e t_{i+1} , a extensão de fluência na idade t pode ser obtida pela expressão:

$$\epsilon_{cc}(t, t_0) = \sigma_{c,t_0} \frac{\varphi_c(t, t_0)}{E'_{c,28}} + \sum_{i=1}^{i=n} \Delta\sigma_{c,t_i} \frac{\varphi_c(t, t_i)}{E'_{c,28}}$$

Para obter a correspondente extensão total há que adicionar à extensão de fluência, assim determinada, as parcelas elásticas seguintes:

$$\frac{\sigma_{c,t_0}}{E'_{c,t_0}} + \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\Delta\sigma_{c,t_i}}{E'_{c,t_i}}$$

O processo apresentado pressupõe, porém, o conhecimento pormenorizado da lei de evolução do estado de tensão, o que, na prática, nem sempre é fácil de conseguir.

Nas alíneas seguintes apresentam-se processos simplificados para o cálculo das extensões totais para 2 situações bem definidas, correspondentes a amplitudes da variação de tensão relativamente pequenas.

a) Processo da tensão média:

No caso de a variação de tensão no intervalo $t - t_0$ não ser superior a 30% da tensão inicial, a extensão total na idade t pode ser obtida pela expressão:

$$\epsilon_{c,tot}(t, t_0) = \frac{\sigma_{c,t_0}}{E'_{c,t_0}} + \frac{\sigma_{c,t} - \sigma_{c,t_0}}{2} \left(\frac{1}{E'_{c,t}} + \frac{1}{E'_{c,t_0}} \right) + \frac{\sigma_{c,t} + \sigma_{c,t_0}}{2} \frac{\varphi_c(t, t_0)}{E'_{c,28}}$$

Se puder ser desprezada a variação do módulo de elasticidade no intervalo $t - t_0$ e admitindo que $E'_{c,t} = E'_{c,28}$, a extensão anterior simplifica-se, obtendo-se:

$$\epsilon_{c,tot}(t, t_0) = \frac{\sigma_{c,t}}{E'_{c,28}} + \frac{\sigma_{c,t} + \sigma_{c,t_0}}{2} \frac{\varphi_c(t, t_0)}{E'_{c,28}}$$

b) Processo do módulo de elasticidade equivalente:

No caso de a variação de tensão no intervalo $t - t_0$ ser tão pequena que possa considerar-se $\sigma_{c,t} = \sigma_{c,t_0}$, a segunda expressão da alínea anterior simplifica-se ainda, transformando-se em:

$$\epsilon_{c,tot}(t, t_0) = \frac{\sigma_{c,t}}{E'_{c,28} (1 + \varphi_c(t, t_0))}$$

cujo denominador é em geral designado por «módulo de elasticidade equivalente». Note-se que esta expressão coincide obviamente com a segunda expressão indicada na secção 3.2, em face de se ter admitido $E'_{c,t} = E'_{c,28}$.

3.4 — Coeficiente de fluência $\varphi_c(t, t_0)$

3.4.1 — Generalidades

O coeficiente de fluência pode ser determinado com aproximação suficiente pela seguinte expressão:

$$\varphi_c(t, t_0) = \beta_a(t_0) + \beta_d \beta_d(t - t_0) + \beta_f [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]$$

cujos primeiros termos traduz o efeito de deformação que se processa nos primeiros dias após a aplicação da carga (parcialmente recuperável) e o segundo e o terceiro termos se referem, respectivamente, às deformações elásticas diferidas e plásticas diferidas que se processam lentamente ao longo do tempo.

Nas secções seguintes são quantificados os diversos parâmetros necessários ao emprego desta expressão.

Note-se que os elementos apresentados estão referidos a uma temperatura ambiente suposta constante e igual a 20°C, e supondo que são utilizados cimentos de endurecimento normal ou lento.

Para ter em conta desvios da temperatura em relação àquele valor e o emprego de cimentos de diferentes tipos devem considerar-se as idades corrigidas determinadas de acordo com o indicado na secção 2.3.

3.4.2 — Função $\beta_d(t_0)$

A função $\beta_d(t_0)$ é quantificada a partir dos valores da tensão de rotura por compressão do betão na idade de carregamento e a tempo infinito, respectivamente f_{c,t_0} e f_{c,t_∞} , pela expressão:

$$\beta_d(t_0) = 0,8 \left(1 - \frac{f_{c,t_0}}{f_{c,t_\infty}} \right)$$

3.4.3 — Coeficiente φ_d

O coeficiente φ_d , designado «coeficiente de elasticidade diferida», pode em geral ser tomado com o valor 0,4.

3.4.4 — Função $\beta_d(t - t_0)$

A função $\beta_d(t - t_0)$ é representada na figura I-3.

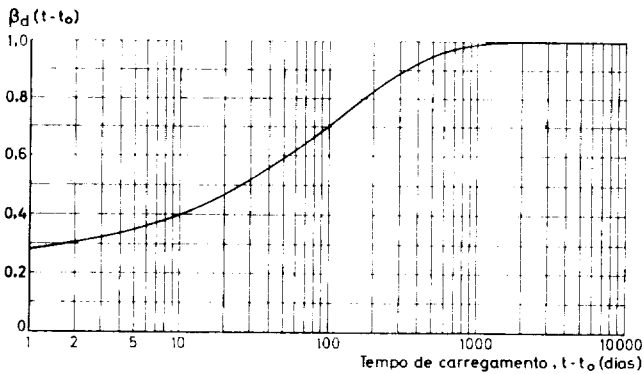


Fig. I-3

3.4.5 — Coeficiente φ_f

O coeficiente φ_f , designado «coeficiente de plasticidade diferida», calcula-se por:

$$\varphi_f = \varphi_{f1} \varphi_{f2}$$

Os valores de φ_{f1} são dados no quadro I-III para betões de consistência média, devendo ser reduzidos de 25% no caso de betões de consistência alta e aumentados de 25% para betões de consistência baixa (ver a secção 2.2.1).

Os valores de φ_{f2} são dados no quadro I-IV em função da espessura fictícia do elemento, h_0 (ver a secção 2.2.2).

QUADRO I-III
Fluência do betão
Valores do coeficiente φ_{f1}

Humidade relativa do ambiente	φ_{f1}
Imersão em água	0,8
Alta (90%)	1,9
Média (70%)	2,0
Baixa (40%)	3,0

QUADRO I-IV
Fluência do betão
Valores do coeficiente φ_{f2}

Espessura fictícia, h_0 (cm)	≤ 5	10	20	40	80	≥ 160
φ_{f2}	1,85	1,70	1,55	1,40	1,25	1,12

3.4.6 — Função $\beta_f(t)$

A função $\beta_f(t)$ é representada na figura I-4 para vários valores da espessura fictícia, h_0 .

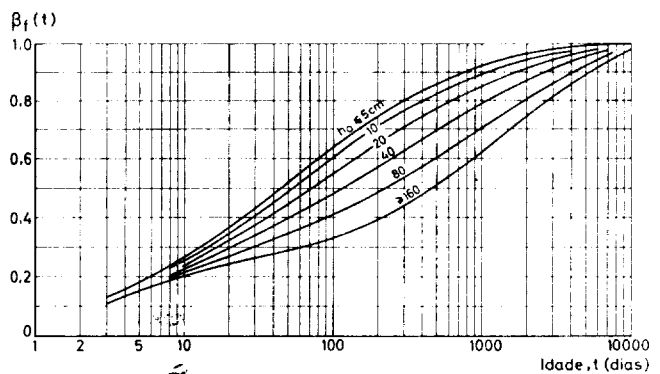


Fig. I-4

3.5 — Exemplificação

Apresentam-se na figura I-5 curvas que traduzem a variação do coeficiente de fluência a tempo infinito com a idade de carregamento, tendo em conta alguns valores particulares dos parâmetros anteriormente considerados: cimento de endurecimento normal, temperatura ambiente de 20°C, humidade relativa ambiente de 75% e de 55% e espessura equivalente a 10 cm, 20 cm e 40 cm.

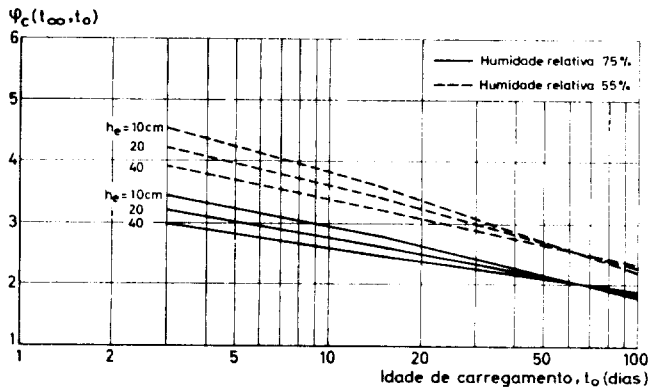


Fig. I-5

ANEXO II

Fadiga

1 — Introdução

O presente anexo indica as regras a utilizar para a verificação da segurança das estruturas de betão armado e pré-esforçado em relação aos estados limites últimos de resistência que envolvem fadiga.

Como se sabe, entende-se em geral por fadiga o fenómeno de diminuição da resistência em consequência da repetição muito frequente das acções; para efeitos práticos, considera-se necessário ter em conta este problema quando o número de repetições puder exceder cerca de 5×10^5 durante a vida da estrutura.

Note-se que na maioria das estruturas de betão armado e pré-esforçado não se põem usualmente problemas de fadiga, pois as acções a que estão em geral sujeitas não se repetem, com intensidade significativa, um elevado número de vezes durante o período previsto para a sua utilização. O mesmo poderá não acontecer, contudo, em casos especiais, como, por exemplo, pontes ferroviárias com tráfego intenso, vigas de suporte dos caminhos de rolamento de pontes rolantes com utilização particularmente frequente e certas estruturas de apoio de máquinas.

O critério de verificação de segurança a seguir apresentado é um critério simplificado, que, contudo, é satisfatório na maioria das aplicações correntes. No entanto, nos casos especiais em que tenham de ser tidas em conta diferentes intensidades da acção que pode provocar a fadiga, será necessário conhecer a variação da resistência à fadiga dos materiais com o nível de tensão aplicado (diagrama de Wöhler) e considerar o efeito das repetições a diferentes níveis de tensão, utilizando, por exemplo, o critério cumulativo de Palmgren-Minner.

Note-se que a verificação de segurança em relação aos estados limites últimos que envolvem fadiga, cujo critério é apresentado a seguir, não dispensa, obviamente, a verificação relativa aos estados limites últimos que não envolvem fadiga, considerando a acção em causa como não repetitiva e quantificando-a com base no seu valor característico.

Por outro lado, e como é evidente, não poderão também deixar de ser efectuadas as adequadas verificações de segurança em relação aos estados limites de utilização tendo em conta a acção em referência.

2 — Critério de verificação da segurança

A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência que envolvem fadiga deve ser feita em termos de tensões e consiste em satisfazer, tanto nas armaduras como no betão, a condição:

$$\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min} < \Delta\sigma_{fat}$$

em que:

σ_{max} , σ_{min} — valores máximo e mínimo da tensão nas armaduras e no betão que se verificam para a combinação em que intervém a acção que pode provocar a fadiga;

$\Delta\sigma_{fat}$ — valor admissível da variação da tensão nas armaduras ($\Delta\sigma_{s,fat}$) e no betão ($\Delta\sigma_{c,fat}$).

As tensões actuantes σ_{max} e σ_{min} devem ser determinadas admitindo comportamento elástico dos materiais e supondo que o betão não resiste à tracção. A combinação de acções a considerar deve compreender a acção que pode provocar a fadiga, quantificada por valores convenientemente escolhidos (valores relacionados com a possibilidade de repetição admitida), as acções permanentes, quantificadas pelos seus valores característicos, e eventuais acções variáveis (quando desfavoráveis), quantificadas pelos seus valores quase permanentes (valores característicos afectados pelos coeficientes ψ_2). Os valores destas acções não serão afectados pelos coeficientes de segurança γ_f (ou seja, $\gamma_f = 1$).

Os valores admissíveis para as variações de tensão nas armaduras, $\Delta\sigma_{s,fat}$, estão relacionados, com certa segurança (coeficiente de segurança da ordem de 1,3), com a tensão limite de fadiga para 2×10^6 repetições e considerando tensões mínimas próximas de 0 no caso de armaduras ordinárias, e de 0,4 da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2%, no caso de armaduras de pré-esforço.

Para efeitos práticos, poder-se-ão adoptar para as armaduras os seguintes valores de $\Delta\sigma_{s,fat}$:

Varões de aços A400 e A500	180 MPa
Redes electrossoldadas	80 MPa
Armaduras de pré-esforço	120 MPa

Os valores indicados para os varões de aço A400 e A500 devem ser reduzidos de 30%, nos casos de estribos e de varões levantados, e de 50%, no caso de varões emendados por soldadura.

Não são estipulados valores para varões de aço A235 NL, visto a fadiga não ser condicionante para este tipo de aço; quanto aos varões de aço A235 NR, não é permitido o seu emprego quando se ponham problemas de fadiga.

No que se refere ao betão, o valor de $\Delta\sigma_{c,fat}$ a adoptar poderá ser da ordem de $0,5 f_{cd}$, o que, nas situações correntes, não será condicionante do dimensionamento.

Faz-se ainda notar que no caso de estruturas pré-esforçadas, em que para a combinação de acções referida anteriormente não é ultrapassado o estado limite de descompressão, a variação da tensão nas armaduras é muito pequena, podendo, portanto, ser dispensada a verificação específica da segurança em relação à fadiga.

ANEXO III

Simbologia

Maiúsculas latinas

A — área.

A_c — área de betão da secção transversal de um elemento.

$A_{c,r}$ — área da secção de betão envolvente de uma armadura (fendilhagem).

A_{ef} — área limitada pela linha média da secção oca eficaz (torção).

A_p — área da secção de uma armadura de pré-esforço.

- A_s — área da secção de uma armadura, em geral ordinária.
 $A_{s,cal}$ — área da secção de armadura requerida pelo cálculo.
 $A_{s,ef}$ — área da secção de armadura efectivamente adoptada.
 A_{sl} — área total da secção da armadura longitudinal de torção.
 A_{st} — área da secção das cintas da armadura transversal de torção.
 A_{sw} — área da secção de uma armadura de esforço transverso.
 E — módulo de elasticidade.
 E_c — módulo de elasticidade do betão.
 $E_{c,j}$ — módulo de elasticidade do betão aos j dias de idade.
 $E'_{c,t}$ — módulo de elasticidade inicial do betão na idade t (fluência).
 $E_{c,28}$ — módulo de elasticidade do betão aos 28 dias de idade.
 E_p — módulo de elasticidade de uma armadura de pré-esforço.
 E_s — módulo de elasticidade do aço, em geral de uma armadura ordinária.
 EI — factor de rigidez de uma secção em flexão.
 F — força.
 F_c — força no betão.
 F_{cSd} — força no betão correspondente ao valor de cálculo de um esforço actuante.
 F_s — força numa armadura.
 F_{Sd} — valor de cálculo de uma força actuante.
 F_{sSd} — força numa armadura correspondente ao valor de cálculo de um esforço actuante.
 I — momento de inércia de uma secção.
 I_c — momento de inércia da parte de betão da secção de um elemento.
 M — momento flector.
 $M_{Rd,x}$, $M_{Rd,y}$ — componentes, segundo 2 eixos ortogonais x e y de uma secção, do valor de cálculo do momento resistente em flexão desviada.
 $M_{Rd,xo}$, $M_{Rd,yo}$ — valores de cálculo dos momentos resistentes em flexão segundo cada um de 2 eixos ortogonais x e y de uma secção.
 M_{Sd} — valor de cálculo do momento flector actuante.
 $M_{Sd,a}$, $M_{Sd,b}$ — valores de cálculo dos momentos flectores actuantes, relativos às extremidades de um pilar (encurvadura).
 M_{Sg} — momento flector actuante devido às acções permanentes.
 $M_{Sd,x}$, $M_{Sd,y}$ — componentes, segundo 2 eixos ortogonais x e y de uma secção, do valor de cálculo do momento flector actuante.
 M_o — momento flector de descompressão.
 N — esforço normal.
 N_E — carga crítica de Euler.
 N_{Rd} — valor de cálculo do esforço normal resistente.
 N_{Sd} — valor de cálculo do esforço normal actuante.
 N_{Sg} — esforço normal actuante devido às acções permanentes.
 P_o' — valor do pré-esforço na origem.
 $P_t(x)$ — valor do pré-esforço ao tempo t na secção de abcissa x .
 $P_o(x)$ — valor do pré-esforço inicial na secção de abcissa x .
 $P_\infty(x)$ — valor do pré-esforço final na secção de abcissa x .
 R_d — valor de cálculo de um esforço resistente.
 S_d — valor de cálculo de um esforço actuante.
 T — momento torsor; temperatura.
 T_{cd} — parcela do valor de cálculo do momento torsor resistente que depende da resistência do betão.
 T_{td} — parcela do valor de cálculo do momento torsor resistente que depende da armadura longitudinal de torção.
 T_{Rd} — valor de cálculo do momento torsor resistente.
 T_{td} — parcela do valor de cálculo do momento torsor resistente que depende da armadura transversal de torção.
 V — esforço transverso.
 V_{cd} — parcela do valor de cálculo do esforço transverso resistente que depende da resistência do betão.
 V_{Rd} — valor de cálculo do esforço transverso resistente; valor de cálculo do esforço de punçoamento resistente.
 V_{Sd} — valor de cálculo do esforço transverso actuante.
 V_{wd} — parcela do valor de cálculo do esforço transverso resistente que depende da armadura de esforço transverso.

Minúsculas latinas

- a — dimensão; distância; flecha de um elemento flectivo.
 a_t — translação do diagrama de forças M_{Sd}/z .
 b — dimensão; largura de uma secção.
 b_t — largura média da zona traccionada de uma secção.
 b_w — largura da alma de uma secção.
 c — recobrimento de uma armadura.
 d — altura útil de uma secção; diâmetro.
 d_{ef} — diâmetro do maior círculo que pode estar contido na área delimitada pela linha média da secção oca eficaz (torção).

- d_o — diâmetro do contorno crítico de punçoamento.
 e — excentricidade.
 e_a — excentricidade accidental (encurvadura).
 e_c — excentricidade de fluência (encurvadura).
 e_2 — excentricidade de 2.ª ordem (encurvadura).
 f_{bd} — valor de cálculo da tensão de rotura da aderência.
 f_c — valor da tensão de rotura do betão à compressão.
 f_{cd} — valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.
 f_{ck} — valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade.
 $f_{ck,j}$ — valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos j dias de idade.
 f_{cm} — valor médio da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade.
 $f_{cm,j}$ — valor médio da tensão de rotura do betão à compressão aos j dias de idade.
 f_{ctd} — valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tracção.
 f_{ctk} — valor característico da tensão de rotura do betão à tracção simples aos 28 dias de idade.
 $f_{ctk,j}$ — valor característico da tensão de rotura do betão à tracção simples aos j dias de idade.
 f_{ctm} — valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples aos 28 dias de idade.
 f_{puk} — valor característico da tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço.
 $f_{p0,1k}$ — valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tracção do aço das armaduras de pré-esforço.
 f_{suk} — valor característico da tensão de rotura à tracção do aço das armaduras ordinárias.
 f_{syed} — valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% à compressão do aço das armaduras ordinárias.
 f_{syd} — valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% à tracção do aço das armaduras ordinárias.
 $f_{s0,2k}$ — valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% à tracção do aço das armaduras ordinárias.
 f_{syk} — valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras ordinárias.
- h — altura total de uma secção; espessura de uma laje.
 h_{ef} — espessura da secção oca eficaz (torção).
 h_{tot} — altura total de uma estrutura.
 h_o — espessura fictícia de um elemento (retracção e fluência do betão).
 h_e — espessura equivalente de um elemento (retracção e fluência do betão).
 i — raio de giração de uma secção.
 k — parâmetro com dimensões; desvio angular parasita por unidade de comprimento da armadura de pré-esforço.
 l — vão teórico; comprimento livre de um pilar.
 l_b — valor de base do comprimento da amarração de uma armadura.
 $l_{b,net}$ — comprimento de amarração de uma armadura.
 l_{bp} — comprimento de amarração de uma armadura pré-tensionada.
 $l_{b,o}$ — comprimento de sobreposição na emenda de armaduras.
 l_i — vão equivalente de uma viga ou de uma laje.
 l_p — distância de regularização de tensões devidas ao pré-esforço.
 l_o — comprimento efectivo de encurvadura.
 p_{cRd} — valor de cálculo da resistência do betão a uma pressão localizada.
 r — raio de curvatura.
 s — espaçamento dos varões de uma armadura.
 s_{rm} — distância média entre fendas.
 t — tempo; idade do betão.
 t' — idade corrigida do betão (retracção e fluência).
 u — perímetro.
 u_{ef} — perímetro da linha média da secção oca eficaz (torção).
 v_{Rd} — valor de cálculo do esforço transversal (ou de punçoamento) resistente por unidade de comprimento.
 v_{Sd} — valor de cálculo do esforço transversal (ou de punçoamento) actuante por unidade de comprimento.
 w — largura de fendas.
 w_m — valor médio da largura de fendas.
 w_k — valor característico da largura de fendas.
 x — coordenada; profundidade da linha neutra.
 z — braço do binário das forças interiores em flexão.
- Maiúsculas gregas**
- $\Delta a, \Delta b, \Delta d$ — tolerâncias dimensionais.
 $\Delta \sigma$ — variação de tensão.

- $\Delta\sigma_{c,fat}$ — variação de tensão no betão, admissível em fadiga.
 $\Delta\sigma_{c,t_i}$ — variação de tensão no betão à idade t_i .
 $\Delta\sigma_{fat}$ — variação de tensão admissível em fadiga.
 $\Delta\sigma_{pt,r}$ — perda de tensão, ao fim do tempo t , devida à relaxação das armaduras de pré-esforço.
 $\Delta\sigma_{p,t-t_0,r}(x)$ — perda de tensão, entre os tempos t e t_0 , na secção x da armadura de pré-esforço, devida à relaxação.
 $\Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x)$ — perda de tensão, ao fim do tempo t , na secção x da armadura de pré-esforço, devida à retracção, à fluência e à relaxação.
 $\Delta\sigma_{po,\dots}(x)$ — designação genérica de uma perda instantânea de tensão na secção x da armadura de pré-esforço.
 $\Delta\sigma_{po,e}(x)$ — perda instantânea de tensão na secção x da armadura de pré-esforço, devida à deformação do betão.
 $\Delta\sigma_{po,fr}(x)$ — perda instantânea de tensão na secção x da armadura de pré-esforço, devida ao atrito.
 $\Delta\sigma_{p\infty r}(x)$ — perda de tensão a tempo infinito, na secção x da armadura de pré-esforço, devida à relaxação.
 $\Delta\sigma_{p\infty s+c}(x)$ — perda de tensão, a tempo infinito; na secção x da armadura de pré-esforço, devida à retracção e à fluência do betão.
 $\Delta\sigma_{p\infty s+c+r}(x)$ — perda de tensão, a tempo infinito, na secção x da armadura de pré-esforço, devida à retracção, à fluência e à relaxação.
 $\Delta\sigma_s, fat$ — variação de tensão no aço, admissível em fadiga.
 \varnothing — diâmetro de um varão, fio ou cabo.
 \varnothing_n — diâmetro equivalente de um agrupamento de armaduras.
- Minúsculas gregas**
- α — ângulo; coeficiente; coeficiente de homogeneização aço-betão.
 β — ângulo; coeficiente.
 $\beta_a(t_0)$ — função relativa à deformação inicial do betão (fluência).
 $\beta_d(t-t_0)$ — função relativa à elasticidade diferida do betão no intervalo de tempo $t-t_0$ (fluência).
 $\beta_f(t)$ — função relativa à variação no tempo da plasticidade diferida do betão (fluência).
 $\beta_s(t)$ — função que exprime a variação da retracção do betão no tempo.
 γ_c — coeficiente de segurança relativo às características resistentes do betão.
- γ_f — designação geral dos coeficientes de segurança relativos às acções.
 γ_g — coeficiente de segurança relativo às acções permanentes, excepto pré-esforço (no caso da acção do pré-esforço é usualmente representado por γ_p).
 γ_m — designação geral dos coeficientes de segurança relativos às características resistentes dos materiais.
 γ_q — coeficiente de segurança relativo às acções variáveis.
 γ_s — coeficiente de segurança relativo às características resistentes do aço das armaduras.
 δ — coeficiente de redistribuição dos esforços.
 ϵ_c — extensão do betão.
 $\epsilon_{cc}(t, t_0)$ — extensão devida à fluência do betão que se verifica à idade t para uma tensão constante aplicada desde a idade t_0 .
 $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ — extensão devida à retracção livre do betão entre as idades t_0 e t .
 $\epsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$ — extensão devida à retracção livre do betão entre as idades t_0 e t_∞ .
 ϵ_{cso} — valor de referência da extensão devida à retracção do betão.
 $\epsilon_{c,tot}(t, t_0)$ — extensão total do betão, na idade t , devida a uma tensão constante aplicada desde a idade t_0 .
 ϵ_s — extensão da armadura.
 ϵ_{sm} — extensão média da armadura.
 ϵ_{suk} — valor característico da extensão após rotura, à tracção, do aço das armaduras ordinárias.
 η — coeficiente.
 θ — ângulo.
 λ — coeficiente; esbelteza de um elemento.
 μ — coeficiente de atrito.
 ν — coeficiente de Poisson.
 ρ — percentagem de armadura.
 ρ_w — percentagem da armadura de esforço transversal.
 ρ_r — percentagem de armadura referida a uma secção de betão envolvente dessa armadura (fendilhação).
 σ_c — tensão de compressão no betão.
 $\sigma_c(x)$ — tensão de compressão no betão na secção x .
 $\sigma_{c,g}(x)$ — tensão no betão, na secção x , devida às acções permanentes, excepto pré-esforço.
 $\sigma_{c,po}(x)$ — tensão no betão, na secção x , devida ao pré-esforço inicial.
 $\sigma_{c,p\infty}(x)$ — tensão no betão, na secção x , devida ao pré-esforço final.
 $\sigma_{c,t}$ — tensão no betão na idade t .
 σ_{c,t_0} — tensão constante aplicada ao betão a partir da idade t_0 (fluência).

- σ_{max} — tensão máxima.
 σ_{min} — tensão mínima.
 $\sigma_p(x)$ — tensão na armadura de pré-esforço na secção x .
 $\sigma_{po'}$ — tensão na armadura de pré-esforço correspondente ao pré-esforço na origem.
 $\sigma_{po}(x)$ — tensão na secção x da armadura de pré-esforço, devida ao pré-esforço inicial.
 $\sigma_{po+g}(x)$ — tensão na secção x na armadura de pré-esforço, devida ao pré-esforço inicial e às outras acções permanentes.
 $\sigma_{p\infty}(x)$ — tensão na secção x da armadura de pré-esforço, correspondente ao pré-esforço final.
 σ_s — tensão no aço, em geral de uma armadura ordinária.
 $(\sigma_{sd}, \epsilon_{sd})$ — coordenadas de um ponto corrente do diagrama de cálculo tensões-extensões do aço.
 $(\sigma_{sk}, \epsilon_{sk})$ — coordenadas de um ponto corrente do diagrama característico tensões-extensões do aço.
 σ_{sSd} — tensão na armadura correspondente ao valor de cálculo de um esforço actuante.
 σ_{sr} — tensão na armadura correspondente ao início da fendilhação.
 τ_{bSd} — tensão de aderência correspondente ao valor de cálculo de um esforço actuante.
 τ_T — tensão correspondente ao valor de cálculo do momento torsor actuante.
 τ_V — tensão correspondente ao valor de cálculo do esforço transversal actuante.
 τ_1, τ_2 — tensões relacionadas com os valores de cálculo do esforço transversal e do momento torsor resistente.
 $\varphi_c(t, t_0)$ — coeficiente de fluência do betão na idade t , correspondente à aplicação da tensão à idade t_0 .
- $\varphi_c(t_\infty, t_0)$ — coeficiente de fluência do betão a tempo infinito, correspondente à aplicação da tensão à idade t_0 .
 φ_d — coeficiente de elasticidade diferida (fluência).
 φ_f — coeficiente de plasticidade diferida (fluência).
 ψ — designação genérica dos coeficientes que determinam os valores reduzidos das acções.

Abreviaturas

- A235 NL, A235 NR, — Designações dos tipos correntes de armaduras ordinárias.
 A400 NR, A400 ER,
 A400 EL, A500 NR,
 A500 ER, A500 EL
 B15, B20, . . . — Designações das classes de betões.
 FIP — Fédération Internationale de la Précontrainte.
 ISO — International Organization for Standardization.
 CEB — Comité Euro-international du Béton.
 LNEC — Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
 LNEC E- . . . — Especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil n.º . . .
 NP- . . . — Norma Portuguesa n.º . . .
 RBLH — Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos.
 RILEM — Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions.
 REBAP — Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado.
 RSA — Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes.