



DIÁRIO DO GOVERNO

PREÇO DÊSTE NÚMERO — 4\$50

Toda a correspondência, quer oficial, quer relativa a anúncios e à assinatura do *Diário do Governo*, deve ser dirigida à Direcção Geral da Imprensa Nacional. As publicações literárias de que se recebem 2 exemplares annunciam-se gratuitamente.

ASSINATURAS		
As 3 séries . . .	Ano 240\$	Semestre 130\$
A 1.ª série . . .	» 90\$	» 48\$
A 2.ª série . . .	» 80\$	» 43\$
A 3.ª série . . .	» 80\$	» 43\$

Avulso: Número de duas páginas \$30;
de mais de duas páginas \$30 por cada duas páginas

O preço dos anúncios (pagamento adiantado) é de 2\$50 a linha, acrescido do respectivo imposto do sêlo. Os anúncios a que se referem os §§ 1.º e 2.º do artigo 2.º do decreto n.º 10:112, de 24-ix-1924, têm 40 por cento de abatimento.

SUMÁRIO

Ministério das Obras Públicas e Comunicações:

Decreto n.º 25:948 — Aprova e manda pôr em execução o regulamento do betão armado.

MINISTÉRIO DAS OBRAS PÚBLICAS E COMUNICAÇÕES

Gabinete do Ministro

Decreto n.º 25:948

Pelo decreto n.º 4:036, de 28 de Março de 1918, foram aprovadas as «Instruções regulamentares para o emprego do betão armado», cujas disposições têm servido de base para a elaboração dos projectos e execução das provas referentes às construções onde o betão armado devesse ser empregado.

Vão porém decorridos cerca de dezassete anos. Neste espaço de tempo a técnica evoluiu e há que tê-lo em conta: os resultados dos ensinamentos derivados de colaboração mais activa entre os estaleiros e os laboratórios, o aperfeiçoamento da qualidade dos cimentos e o aparecimento de novos tipos com endurecimento rápido ou de alta resistência, um conhecimento mais profundo das relações entre a composição do betão e as suas propriedades físicas, os adiantamentos da teoria e da experiência na resistência de materiais, emfim os progressos da siderurgia, eis, entre outros, um conjunto de factores que concorreram para impor a necessidade urgente de uma actualização das referidas instruções.

Reconheceu-o o Governo, nomeando uma comissão encarregada de elaborar um projecto de regulamento do betão armado, projecto esse que, com data de 20 de Fevereiro do corrente ano, foi submetido à apreciação do Ministro das Obras Públicas e Comunicações e serviu de base, com ligeiras modificações, ao novo regulamento agora a publicar.

Deve considerar-se que, encontrando-se presentemente em elaboração projectos baseados nas antigas Instruções, preciso é fixar um período transitório, durante o qual tais projectos possam ser aceites para aprovação das instâncias competentes.

Nestes termos:

Usando da faculdade conferida pelo n.º 3.º do artigo 109.º da Constituição, o Governo decreta e eu promulgo o seguinte:

Artigo 1.º É aprovado e mandado pôr em execução o regulamento do betão armado, que faz parte integrante do presente decreto e vai assinado pelo Ministro das Obras Públicas e Comunicações.

Art. 2.º O Ministério das Obras Públicas e Comunicações, por intermédio dos seus organismos técnicos competentes, pode mandar embargar as obras que estejam sendo executadas com inobservância das disposições do referido regulamento.

Art. 3.º Os projectos em elaboração à data da publicação do presente decreto e que sejam entregues para apreciação superior até 31 de Dezembro do corrente ano poderão ser organizados de harmonia com as Instruções que estavam vigorando no início dos referidos projectos.

Art. 4.º Fica revogada a legislação em contrário e nomeadamente as «Instruções regulamentares para o emprego do betão armado», aprovadas pelo decreto n.º 4:036, de 28 de Março de 1918.

Publique-se e cumpra-se como nêlo se contém.

Paços do Governo da República, 16 de Outubro de 1935. — ANTONIO OSCAR DE FRAGOSO CARMONA — António de Oliveira Salazar — Duarte Pacheco.

Betão armado

Relatório

Sumário. — Tipo de regulamento adoptado. — Bases de trabalho. — Projecto e direcção das obras. Coeficiente dinâmico das pontes. — Normas gerais do cálculo e coeficiente de equivalência *m*. — Limites de fadiga do betão à compressão e à flexão. — Tensões tangenciais. — Distribuição de cargas concentradas. — Lajes armadas em cruz. — Largura das vigas em T. — Cálculo dos suportes. — Lajes sem nervura ou fungiformes. — Fiscalização e provas.

Typo de regulamento adoptado

A comissão nomeada por despacho ministerial de 1 de Março de 1933 para examinar o projecto do regulamento do betão armado, ao dar conta dos seus trabalhos, deseja começar pela justificação do tipo ou modelo de regulamento que adoptou.

Existem dois tipos distintos de regulamento.

Um é o que se limita a indicações gerais e dá ao engenheiro e ao construtor a maior liberdade, desde que efectuem os cálculos de acôrdo com os princípios da teoria da resistência dos materiais. Pertencem a este tipo o regulamento francês (1906), o belga (1923) e ainda, até certo ponto, os regulamentos da Suíça (1915) e da Itália (1932).

O outro tipo é o que entra em pormenores mais ou menos desenvolvidos sobre normas de cálculo, sobre materiais e o seu emprêgo. Procedem segundo este tipo todos os restantes países e entre estes convém salientar dois, que, pela sua população, cultura, prodigioso desenvolvimento das obras de betão armado, estudos teóricos, investigações experimentais e número de publicações sobre a especialidade, ocupam lugar proemi-

nente e são justamente os que mais longe têm levado ultimamente as minúcias, e mais extensos e completos regulamentos possuem. Esses dois países são os Estados Unidos da América e a Alemanha.

A favor do primeiro conceito e contra o segundo modo de proceder aduz-se que não se deve tolher a liberdade do projectista, impedir as iniciativas individuais e o progresso, que não pode ser acompanhado sem que se façam revisões frequentes.

Em abono da segunda opinião apresenta-se o auxílio prestado aos calculadores e autores de projectos, com a indicação de processos simplificados de cálculo e de disposições construtivas dignos de confiança, e com a resolução de pontos controversos, o que só pode ser feito demoradamente em laboratórios modelares, e ainda a conveniência de normas uniformes em concursos, sem os quais seria difícil comparar, seleccionar e evitar concorrências desleais.

*

É a segurança pública o primeiro objectivo de um regulamento e sob este aspecto nenhum género de construção mais precisa de uma regulamentação do que as obras de betão armado.

Esta segurança depende, não apenas do projecto, mas de todos os elementos ou factores que intervêm na execução: qualidade dos materiais, não só do cimento como dos agregados, da percentagem de água, da preparação do betão e de todas as restantes bases da execução.

Nada disto se poderá conseguir sem fiscalização rigorosa, acompanhada de regulamentação minuciosa e completa.

Quanto aos projectos é de notar que o betão armado, material heterogéneo, considerado artificialmente homogéneo, para que lhe possam ser applicáveis os processos clássicos de cálculo, segue na flexão, com muito menos rigor que o ferro, as leis de Hooke e Navier, de onde resulta que o grau de aproximação com que é lícito contar nesses cálculos é muito inferior ao das construções metálicas.

As estruturas de betão armado são o mais das vezes hiperestáticas em grau elevado, os processos de cálculo mais exactos baseados na teoria da elasticidade são longos e, em geral, difíceis, e esta circunstância tem impedido ou reduzido o emprêgo de formas ou disposições vantajosas, do que são exemplos frisantes as lajes armadas em duas direcções ortogonais e as lajes contínuas não vigadas ou fungiformes.

Tem esta particularidade dado origem a numerosos métodos de cálculo analíticos ou gráficos, apresentados em livros, memórias e publicações periódicas, e o calculador, dispondo de toda a latitude, ver-se-ia embaraçado na escolha, que só se pode fundamentar em experiências directas, feitas em laboratórios bem dotados para investigação, em modelos reduzidos e nas próprias construções.

Tal labor, longo e dispendioso, não está nas possibilidades de um individuo; só pode ser executado por comissões permanentes de estudos, que existem aliás em vários países.

Se é certo que se não deve poupar trabalho de gabinete quando dêle resultem economias, também não seria por outro lado razoável perder tempo quando é possível chegar, com processos simplificados, a soluções económicas que dão todas as garantias.

Seria além disso um erro procurar com artificios a isoestaticidade em qualquer problema, com o único fim de facilitar os cálculos, desde que ela não existe naturalmente pelas condições de apoio, em geral deficientemente conhecidas ou incertas, a não ser em casos de importância excepcional.

Deve-se ter ainda em consideração que muitas das prescrições dos regulamentos mais completos são facultativas, especialmente no que diz respeito a processos simplificados de cálculo e ao emprêgo de fórmulas aproximadas, por isso que ninguém é impedido de aplicar os métodos mais rigorosos da teoria da elasticidade e da resistência dos materiais, e até há incitamento nesse sentido pela permissão, em tal caso, de se adoptarem limites de fadiga mais elevados.

Em vista do que fica exposto entendeu esta comissão que melhor e mais útil serviço prestará adoptando o segundo conceito, conquanto não o leve tam longe como outras nações.

Bases do trabalho

O betão armado nasceu do empirismo e desenvolveu-se, graças à audácia de construtores dotados de um notável senso técnico, antes de serem estabelecidas as bases científicas de cálculo.

Não obstante os estudos e obras executadas em França, Alemanha, Austria, Suíça e Holanda desde as patentes de Joseph Monier em 1873 e 1878 pode-se afirmar que o betão armado é uma criação do século actual.

Até 1906 só havia alguma regulamentação na Alemanha, Suíça e Austria, mas toda ela com carácter mais ou menos provisório.

O mais antigo dos regulamentos em vigor é o francês, de 1906 (instruções que constituem o regulamento propriamente dito e circular ministerial com explicações sobre as instruções), baseado em estudos anteriores, em obras já executadas e no relatório de uma comissão nomeada em 1900, que durante anos procedeu a investigações experimentais, não só no laboratório como também nas construções de betão armado da Exposição de Paris de 1900, que foram demolidas.

Este regulamento foi um documento notável na época em que apareceu; com elle a teoria do betão armado deixou os métodos quasi exclusivamente empiricos e firmou-se em bases científicas. Ainda é hoje adoptado o processo nelle exposto para tornar possível a applicação a corpos heterogéneos, como o betão armado, dos princípios da resistência dos materiais pela conveniente amplificação das secções do metal, bem como a precaução de desprezar a resistência do betão à tracção no cálculo das secções.

Este regulamento está antiquado em várias das suas disposições e foi talvez demasiadamente avançado em outras.

São numerosos os regulamentos publicados depois de 1906 — é mesmo rara a nação que não tenha promulgado mais de um —, e invariavelmente cada novo regulamento é mais extenso e pormenorizado do que o anterior. Sucede isto na Suíça, Hungria, Dinamarca, Suécia, Rússia, Alemanha, Austria e Itália.

De entre os mais recentes, um dos mais dignos de nota é o dos Estados Unidos da América, publicado em 1924. Anteriormente a esta data cada uma das grandes cidades da América tinha um regulamento próprio; constituiu-se então uma comissão, com representação de cinco associações importantes — a dos engenheiros civis, a dos ensaios de materiais de construção, a dos engenheiros de caminhos de ferro, a do betão armado e a do cimento de Portland —, que publicou em 1921 prescrições provisórias, a fim de serem submetidas à discussão geral.

Do exame e estudo de todas as observações apresentadas resultaram as *Prescrições normais para o betão e betão armado*, publicadas em 1924 nos *Proceedings of the American Society of Civil Engineers (New-York)*.

Não são prescrições oficiais, mas são geralmente aceites e adoptadas em vista das entidades que nelas colaboraram. Este regulamento americano é muito extenso e pormenorizado; é talvez mais extenso e pormenorizado do que qualquer outro, repleto de fórmulas mais ou menos empíricas para todos os casos da prática, das qualidades exigidas para os materiais e de preceitos construtivos.

O prodigioso desenvolvimento que, nos Estados Unidos, teve o betão armado explica-se até certo ponto pelo facto de nesse país se apoiarem principalmente na experiência para reduzir regras de cálculo, e nem sequer constituiu impedimento a falta de teoria matemática, como é regra na Europa, para a aplicação de um sistema de construção.

Na Alemanha foram promulgados regulamentos, sucessivamente, em 1907, 1916, 1925 e 1932.

Durante os anos que medeiam entre 1916 e 1925 a comissão alemã do betão armado procedeu a ensaios de laboratório, a experiências em algumas das inúmeras construções de betão armado executadas durante esse período de notável prosperidade material, provocado pelos avultados empréstimos contraídos no estrangeiro, e a estudos teóricos publicados em livros e revistas. Para evidenciar a importância dos trabalhos efectuados bastará dizer que os resultados das séries de ensaios constam de 59 relatórios com mais de 4:000 páginas.

Todos esses elementos foram aproveitados para a elaboração do regulamento de 1925, obra notabilíssima que contém todos os progressos então realizados na teoria e na prática do betão armado, a tal ponto que a Austria, que já tinha o regulamento de 1920, promulgou em 1927 outro, que é em grande parte uma cópia textual deste regulamento alemão, pois apresenta apenas algumas alterações em um reduzido número de artigos.

Este regulamento de 1925 foi completado em 1930, no que diz respeito a pontes, especialmente a ponte de caminhos de ferro, com a publicação das normas alemãs DIN 1:075.

A comissão alemã do betão armado, continuando a sua missão; publicou em Janeiro de 1931 um projecto de novo regulamento para ser entregue à apreciação dos competentes e recebeu cerca de 1:200 propostas ou sugestões, das quais algumas foram aceites depois de cuidadoso estudo.

De todos esses trabalhos resultou o recente regulamento de 1932, mais minucioso ainda que o anterior, sobretudo no que se refere a materiais e à execução.

Tal regulamento, o mais moderno e completo hoje existente, representa indubitavelmente o estado actual da teoria e da prática do betão armado, e não poderá deixar de se inspirar os futuros regulamentos.

Poucos são os regulamentos publicados de 1925 a 1932. Convém destacar de entre eles as *Instruções da Associação Belga de Estandardização* (A. B. S.), 2.ª edição, em 1929, e o regulamento italiano de 1932.

As instruções da A. B. S. são moldadas nas instruções francesas, tratam dos mesmos assuntos, mantêm a mesma redacção nos artigos que não foram modificados, e, para não se abandonar este programa, certas matérias tiveram de ser versadas em anexos.

Estas instruções, que foram precedidas de um inquérito publicado, no qual intervieram cientistas e especialistas, representam um grande progresso sobre o regulamento oficial de 1925 e uma actualização valiosa das instruções francesas.

Na Itália, onde existe uma comissão oficial para o estudo do betão armado, tem sido muito notável o empenho deste material em condições de toda a espécie, o que imprime valor aos seus regulamentos, de

que se têm feito edições sucessivas em 1907, 1925, 1927, 1928, 1930 e 1932, com o único fim de modificar um ou outro artigo.

Estudou esta comissão os regulamentos de numerosos países, como se verá na seqüência deste trabalho, e foram os mais modernos, principalmente os acima indicados, que melhores subsídios forneceram, além de duas publicações feitas ultimamente pelos professores B. Löser e W. Gehler da Escola Superior Técnica de Dresde sobre o regulamento alemão de 1932.

Convém acentuar que os assuntos tratados não se prestam a inovações; qualquer modificação tem de ser firmada em ensaios, experiências e observações, que demandam, além de muito tempo, laboratórios especiais e numerosas obras executadas e em execução; de outro modo só há um caminho judicioso e seguro a seguir, que consiste em aproveitar a experiência alheia.

Foi isto o que a comissão procurou fazer ao elaborar este regulamento, que, além das disposições gerais, compreende disposições relativas às estruturas fundamentais — lajes, vigas e suportes — a edifícios e a pontes.

Projectos e direcção das obras

(Artigos 2.º e 4.º)

Entendeu a comissão esclarecer o que se acha estabelecido relativamente à elaboração de projectos e direcção de obras do betão armado e em vez de aduzir razões justificativas prefere basear-se no que se passa no estrangeiro; para isso bastará apontar o que se lê em dois regulamentos dos mais modernos, o italiano de 1932 e o projecto de 1934 de novas instruções da Associação Belga de Estandardização.

No regulamento italiano — artigo 1.º — prescreve-se que todas as obras de betão armado devem construir-se em conformidade com um projecto elaborado por engenheiro civil (*ingegnere ovvrero*) e diz-se — artigo 3.º — que a execução das obras a que se refere o artigo 1.º será dirigida por engenheiro civil.

O projecto de novas instruções da A. B. S. é precedido das seguintes recomendações:

«1.º O estudo de tais construções deve ser feito por pessoas experimentadas, que conheçam proficientemente a resistência dos materiais e a estabilidade das construções, tais como estas ciências são ensinadas nas nossas Universidades;

2.º A execução deve ser confiada a empreiteiros habituados a este género de trabalho e capazes de delegar, no local, num condutor competente, inteiramente familiarizado com a leitura de planos e tendo já executado obras similares de importância comparável.

É a inobservância destes princípios que tem sido a causa principal das decepções a que tem dado lugar, em certos casos, o betão armado.

É de notar que a comissão especial que elaborou estas novas instruções belgas é composta não só por professores, engenheiros especializados e representantes de vários Ministérios, como ainda por representantes das seguintes entidades:

- Sociedade Nacional dos Caminhos de Ferro Belgas;
- Sociedade Central de Architectura da Bélgica;
- Agrupamento Profissional dos Fabricantes de Cimento Portland Artificial;
- Agrupamento dos Altos Fornos e Fábricas de Aço Belgas;
- Federação Nacional de Edifícios e Obras Públicas;

União dos Interesses Profissionais dos Empreiteiros de Alvenaria e de Betão Armado; Câmara Sindical do Betão Armado.

Com as disposições contidas nos artigos 2.º e 4.º não faz portanto esta comissão mais do que precisar o existente entre nós e conformar-se com o que está determinado em alguns países e constituir prática corrente em outros.

Coefficiente dinâmico das pontes

(Artigo 16.º)

Quando foi publicado o decreto de 7 de Junho de 1930, que substituiu o coeficiente dinâmico das pontes estabelecido no regulamento, então em vigor, de 28 de Março de 1918, por motivo das dimensões exageradas das obras e do aumento inútil de despesas que delas resultavam, não havia elementos suficientes que pudessem servir de base a uma solução digna de confiança.

Havia então a redução dos limites de fadiga prescrita no regulamento suíço de 1915, conjugada com um coeficiente especial aplicado aos veículos nas pontes de estradas, e havia ainda a redução análoga no regulamento alemão de 1925, baseada em um coeficiente dinâmico igual a 1,50.

Em outras nações os regulamentos indicam apenas valores limites para coeficientes dinâmicos a aplicar às sobrecargas e que variam entre 1,20 e 1,75, mas de um modo muito impreciso, deixando ao calculador a liberdade de apreciação.

Em França tinha sido, em 1927, mandado aplicar às pontes de betão armado a fórmula do coeficiente dinâmico das pontes metálicas:

$$1 + \frac{0,1}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{P}{S}}$$

em que L é o vão do elemento a calcular, P a carga permanente e S a sobrecarga. Esta fórmula não se baseia em investigações experimentais; foi deduzida de considerações teóricas e, sob este ponto de vista, é muito racional porque contém um termo dependente do vão e outro dependente da relação entre o peso da carga permanente e o da sobrecarga.

Poderia talvez estranhar-se que uma mesma fórmula, apesar desta circunstância, se applicasse tanto a pontes metálicas como a pontes de betão armado, tanto a pontes de estradas como a pontes de caminhos de ferro; mas não havia na ocasião melhor solução a adoptar, por isso que é preferível e mais racional aumentar as sobrecargas em vez de diminuir os limites de fadiga.

A fórmula francesa foi adoptada, mas como solução provisória e aguardando-se novas experiências e novos estudos.

Só em 1930 foram publicadas na Alemanha as normas DIN 1:075 para pontes de betão armado, em que se estabelecem coeficientes dinâmicos variáveis, conforme o destino da ponte e o elemento a calcular, o que leva a supor que só por falta de dados se recorreu no regulamento de 1925 a uma redução dos limites de fadiga para atender aos efeitos da acção dinâmica das sobrecargas e que todo esse tempo de 1925 a 1930 foi despendido em experiências que permitiram fixar os novos coeficientes.

Recentemente, em Fevereiro de 1933, foi publicado um projecto de nova edição das normas DIN 1:075, no qual, e sobre o coeficiente dinâmico, há apenas uma pequena alteração nos coeficientes applicados a vigas principais de pontes para estradas, que vão de-

minuindo quando o vão aumenta. Atendeu-se assim à diminuição simultânea da relação entre a massa da sobrecarga e da ponte.

Com o fim de proceder a um pequeno estudo comparativo dos coeficientes dados pelas fórmulas francesas e dos coeficientes alemães, applicou-se esta comissão a algumas pontes de estradas e de caminhos de ferro de via estreita, ultimamente construídas entre nós, e verificou grande concordância nas pontes de caminhos de ferro, exceptuadas as lajes de pequenos vãos, mas diferenças notáveis nas pontes de estradas.

Deve-se porém observar que este estudo abrange somente exemplos de pontes relativamente pequenas e nada se pode afirmar de positivo em relação a vãos maiores. Em todo o caso é lícito concluir que a fórmula francesa, unicamente apoiada em considerações teóricas — e ainda em discordâncias com os resultados obtidos por esta comissão com a applicação dos coeficientes das pontes metálicas que ela devia acompanhar mais ou menos, mas sempre dando valores menores em vista da maior massa relativa das pontes de betão armado —, não merece a mesma confiança que os coeficientes tam recentemente prescritos na Alemanha e baseados em demoradas experiências.

Não hesitou pois esta comissão em propor os coeficientes prescritos no DIN 1:075, o que, para mais, tem a vantagem de não exigir cálculos prévios da carga permanente e da sobrecarga.

Normas gerais de cálculo e coeficiente de equivalência

(Artigos 18.º, 19.º, 20.º e 25.º)

O betão armado é um corpo heterogéneo; para tornar possível a applicação das normas de cálculo da resistência de materiais às construções com êle executadas recorre-se ao artifício de o transformar em um material homogéneo, equivalente sob o ponto de vista mecânico; e isto faz-se amplificando as secções de metal pela multiplicação por um coeficiente m , que deve ser a relação entre os coeficientes de elasticidade dos dois elementos constituintes, desde que não se atenda à modificação produzida na deformação pelo betão tenso.

Admite-se então, quando o limite de elasticidade não é excedido, a proporcionalidade entre deformações e tensões (lei Hooke), e ainda a hipótese de Bernouilli acêrca da conservação das secções planas e a consequente lei de Navier sobre a proporcionalidade entre deformações e as distâncias ao eixo neutro.

O coeficiente de elasticidade do aço E_a é geralmente considerado igual a 2.100.000 kg/cm², mas o do betão nem é o mesmo para os esforços de tracção e para os de compressão nem é constante; assim, para estes últimos, cresce consideravelmente com o tempo e decresce quando aumentam o esforço e a percentagem de água.

Na primeira fase da deformação, quando as tensões não excedem os limites de fadiga, simplifica-se o problema admitindo que o betão acompanha o ferro na sua deformação, considerando $E_b = 210.000$ kg/cm² e por consequência $m = 10$, tanto para a tracção como para a compressão.

É este o valor a adoptar no cálculo das deformações; e em todos os cálculos em que elas intervêm, como os valores das incógnitas das construções hiperestáticas.

Não seria prudente proceder do mesmo modo no cálculo das tensões e das dimensões das secções: dever-se-á neste caso prever a existência de fendas mesmo imperceptíveis, ainda que não sejam senão resultantes da contracção do betão, fendas que se podem produzir até antes da applicação das sobrecargas e que, sem influírem na deformação geral, diminuem a resistência local.

Considera-se então $E_b = 140:000 \text{ kg/cm}^2$, a que corresponde $m = 15$, e não se tem em conta no cálculo a cooperação do betão na resistência dos esforços de tracção, que serão suportados exclusivamente pelo metal.

São estes valores $m = 10$ e $m = 15$ que esta comissão propõe, e que são adoptados na maior parte dos países: Hungria (1909), Rússia (1921), Dinamarca (1921), Polónia (1922), Suécia (1924), Noruega (1926), Áustria (1927), Bélgica (1929), Holanda (1930) e Alemanha (1932).

O valor do coeficiente de equivalência m é de primordial importância no cálculo do betão armado; a sua determinação é um tema que está e estará por muito tempo em estudo nos laboratórios e em discussões nos congressos; basta uma mudança de 15 para 10 para produzir uma variação superior a 25 % na tensão do betão.

Não será inútil referir leves diferenças que se observam em alguns países.

Nas prescrições francesas de 1906 o valor de m depende do diâmetro dos varões longitudinais e do intervalo entre os estribos, o que o faz variar entre 8 e 15.

Na Suíça (1915) é $m = 10$ para os esforços de compressão e $m = 20$ para os de tracção.

Na Inglaterra (1915) m é dado pela fórmula $\frac{363}{c}$, em que c é a tensão unitária do betão à compressão aos 28 dias, o que corresponde a valores compreendidos entre 12 e 15.

Na Bélgica, segundo o regulamento de 1923, o cálculo das secções deve fazer-se com $m = 10$, mas as instruções da Associação Belga de Estandardização adoptam $m = 10$ e $m = 15$, como a grande maioria das nações acima mencionadas, com a diferença de prescreverem que nos cálculos relativos aos esforços transversos se tenha em conta a resistência do betão à tracção.

Nos Estados Unidos (1926) o valor de m , que varia entre 10 e 15, depende da qualidade do betão empregado e diminui quando a resistência aumenta.

Na Itália (1932) é $m = 10$ para todos os cálculos.

É de notar que, apesar do grande progresso na fabricação do cimento e na resistência do betão à compressão, não tem havido na maioria das nações diminuição no valor $m = 15$ para a determinação das secções, o que significa maior confiança na qualidade do ferro mais facilmente apreciável do que a do betão, cuja resistência depende não só do cimento e dos agregados, incluindo a água, como de todas as fases da execução da obra.

*

O artigo 19.º permite que para o cálculo das incógnitas hiperestáticas, quando a secção da armadura ainda não é conhecida, a determinação dos momentos de inércia se possa fazer para a secção total da peça, em vez de o ser para a secção do betão adicionada com 10 vezes a secção da armadura.

É isto uma simplificação prática sem êrro de importância, porquanto o que influe no resultado é a relação entre momentos de inércia, que pouco varia.

Assim se procede na Dinamarca, Polónia e Alemanha; na Itália essa simplificação só é permitida quando a secção da armadura não excede 2 % da secção do betão.

Limites da fadiga do betão à compressão e à flexão

(Artigo 21.º)

A fixação dos limites de fadiga é certamente o ponto mais importante e de maior responsabilidade de um regulamento de betão armado.

Não será por isso inútil fazer uma rápida menção das prescrições que vigoram nos principais países para o betão de cimento Portland normal definido neste projecto de regulamento, ou seja, para o betão de 300 kg de cimento. Quando não se menciona outra qualidade de betão ter-se-á assim melhor meio de julgar os limites propostos.

França (1906). — O limite é de 44,8 ou 45 kg/cm², em números redondos, correspondente a 0,28 da resistência ao esmagamento, medida aos 90 dias de presa em cubos com 20 cm de aresta. Como o betão empregado dê 107 kg aos 28 dias, representa este limite cerca de $0,42 = \frac{1}{2,4}$ desta última resistência. Prescreve-se uma redução no máximo de 25 % para peças solicitadas por esforços variáveis ou por acções dinâmicas, o que faz baixar o limite a 33,75 kg/cm².

A Câmara Sindical dos Construtores de Cimento Armado publicou em 1930 um regulamento em que estabelece o limite de 0,32 em vez de 0,28 da resistência ao esmagamento.

Inglaterra (1916). — O limite de fadiga é de 42 kg/cm² para um betão 1 : 2 : 4, números que representam as proporções do cimento, areia e pedra em volume, e aumenta um pouco para betões mais ricos em cimento.

Nos suportes os limites são consideravelmente elevados, o que até certo ponto é atenuado pela circunstância de só se contar com a secção do núcleo, ainda quando as cintas são quadradas.

Hungria (1921). — Em um suplemento de 1921 ao regulamento de 1909 os limites prescritos são de 40 kg/cm², para a compressão simples, de 40 kg/cm², em lajes, e de 50 kg/cm² em vigas e suportes sujeitos à compressão excêntrica. A resistência do betão deve ser de 160 kg/cm² ao fim de 6 semanas.

Suécia (1924). — Os limites são 35 kg/cm² para compressão simples, de 40 kg/cm² para a flexão e permite-se um aumento até 50 % na vizinhança dos apoios com betão que tenha um mínimo de resistência de 160 kg/cm² aos 28 dias.

Estados Unidos da América (1924). — Neste país a base para a fadiga do betão é a resistência aos 28 dias de cilindros com altura dupla do diâmetro, o qual pode ser de 6 ou 8 polegadas.

O limite para a flexão é de 0,40 desta resistência, um pouco superior ao limite na Inglaterra, e sensivelmente superior aos limites adoptados em vários países, como a Suíça e a Alemanha.

Nos apoios das vigas contínuas os coeficientes elevam-se a 0,45.

Em suportes com cintas o limite é de 0,20 da referida resistência; e em suportes reforçados depende da secção da armadura longitudinal. Não são prescritos limites máximos.

Bélgica (1929). — Nas instruções da Associação Belga de Estandardização o limite é de 40 a 50 kg/cm², conforme a natureza do aglomerado, para betão composto de cimento com um mínimo de resistência de 300 kg/cm² ao fim de 28 dias.

Podem também os limites basear-se — e assim deve ser para todas as obras importantes — sobre a resistência ao esmagamento de cubos com 20 cm de aresta, preparados nas mesmas condições do betão da obra.

Nestes caso, e para o betão de cimento Portland, a tensão admissível é de $\frac{1}{3}$ da resistência aos 28 dias; com o máximo de 70 kg/cm² (média de 3 ensaios).

Itália (1932). — Em geral o limite à compressão simples não deve exceder $\frac{1}{4}$ da carga de rotura por esmagamento aos 28 dias e os limites são de 30 e 40 kg/cm², respectivamente para a compressão simples e para a flexão, desde que se trate de elementos de estruturas, de altura não inferior a 10 cm.

Estes limites, que podem ser elevados, respectivamente, a 40 e 50 kg/cm², quando se empreguem cimentos cuja argamassa normal tenha aos 28 dias uma resistência à compressão não inferior a 400 kg/cm², e 50 e 65 kg/cm², também respectivamente, para betão de cimento de alta resistência e aluminosos.

Temos até aqui mencionado os regulamentos em que se não distinguem, para a fixação dos limites de fadiga, nem a natureza da obra nem o elemento ou peça a calcular.

Como se vai ver, são numerosos os países em que se fazem essas distinções.

Suíça (1915). — Os limites não só são diferentes para edifícios, pontes de estradas e pontes de caminhos de ferro, como variam ainda com a parte da obra e com a natureza do esforço, segundo se trata de elementos submetidos a compressão simples (a), compressão excêntrica (b) ou flexão (c).

Nos edifícios os limites designados por (a) e (b) são 35 kg/cm² no eixo da secção do elemento e 45 kg/cm² no contôrno, com um aumento de 0,15 l (l = vão) para arcos, e o limite designado por (c) é de 40 kg/cm² nas vigas com secção rectangular e na vizinhança dos apoios de quaisquer vigas.

Nas pontes de estradas os limites indicados sofrem uma redução de 5 kg/cm² e nas pontes de caminhos de ferro a redução é de 10 kg/cm², mas o aumento para arcos é sempre de 0,15 l.

Uma circunstância muito digna de nota, sobretudo tratando-se de um país em que estes assuntos são profundamente estudados, é que no regulamento anterior de 1909 os limites eram unicamente os que acima são designados para edifícios; vê-se, pois, que a necessidade de redução para pontes foi reconhecida posteriormente.

Holanda (1918 e 1930). — Os limites para a compressão simples são de 40 kg/cm² em geral, de 35 kg/cm² nas pontes de estradas e de 30 kg/cm² nas pontes de caminhos de ferro; na flexão estes limites são, respectivamente, de 50, 40 e 35 kg/cm².

Desde que se exceptuem os suportes, pode a compressão do betão ter um aumento até 20%, o qual depende da diferença entre o limite da fadiga do ferro e a fadiga calculada.

Dinamarca (1921). — Na compressão axial o limite é de $\frac{1}{7}$ da resistência à flexão obtida em ensaios de vigas, ou $\frac{1}{5}$ da resistência de cubos ao fim de 28 dias, com um máximo de 50 kg/cm².

Na flexão o limite em edifícios é de 40 kg/cm², em pontes de estradas é de 30, 35 e 40 kg/cm², segundo a parte da ponte que se considere, e nas pontes de caminhos de ferro, com menos de 25 cm de balastro de baixo das travessas e em idênticas condições, é de 25, 30 e 35 kg/cm².

Em arcos e abóbadas de pontes, quer de estradas, quer de caminhos de ferro, o limite é de 40 kg/cm².

Em todas as pontes os limites dados podem ser aumentados 30% quando se entre em conta com as variações de temperatura, contracção do betão, pressão do vento e esforços de frenagem.

Checo-Eslováquia (1922). — Em todas as obras, com excepção de pontes, observa-se: compressão simples 30 kg/cm²; flexão e compressão excêntrica 40 kg/cm².

Em pontes de estradas os limites variam com os vãos de 10 em 10 m até 40 m, desde 22 a 30 kg/cm² na compressão simples; na flexão e na compressão excêntrica os limites sofrem, nas mesmas condições, um aumento de 10 kg/cm².

Os limites de fadiga nas pontes de caminhos de ferro são 0,90 dos limites nas pontes de estradas.

Todos estes limites podem ser aumentados 20%, quando se considerem as variações de temperatura e a contracção do betão.

Supõe-se que a resistência dos cubos de betão ao esmagamento é de 150 a 200 kg/cm² ao fim de 6 semanas.

Austria (1932). — A Austria adoptou em 1927 limites de fadiga iguais aos do regulamento alemão de 1925, mas modificou-os posteriormente um pouco; o que se segue são os limites que vigoram desde 1932.

Para a compressão simples os limites são em geral de 35 kg/cm² para o betão de cimento normal, de 45 kg/cm² para o betão de cimento de alta resistência e $\frac{C}{3}$ (máximo = 60 kg/cm²); em pontes estes limites são, respectivamente, 30 kg/cm², 40 kg/cm² e $\frac{C}{4}$ (máximo = 50 kg/cm²).

Os limites para a flexão constam da seguinte tabela:

	a)	b)	c)	d)
Cimento normal	50	40	35	—
Cimento de alta resistência	60	50	40	—
Limites dependentes da resistência C de cubos.	$\frac{C}{3}$	$\frac{C}{4}$	$\frac{C}{4}$	$\frac{C}{4}$
Com o máximo de	70	60	45	40

Os limites da coluna a) aplicam-se a secções rectangulares com o mínimo de 20 cm de altura; secções de apoio de vigas que não sejam longarinas nem carlingas; pórticos, arcos e suportes de pórticos calculados rigorosamente.

A coluna b) aplica-se a lajes com 10 cm de espessura pelo menos; vigas que não sejam longarinas nem carlingas; suportes carregados excêntricamente e outras estruturas similares a pórticos que não entrem na coluna a), e secções transversais de apoio de elementos mencionados na coluna c).

A coluna c) é aplicável a lajes de menos de 10 cm de espessura, longarinas e carlingas.

A coluna d) aplica-se a vigas de pontes de caminhos de ferro, e quando se entra em conta com as forças principais e adicionais as tensões prescritas poderão ter um acréscimo de 30%.

Na aplicação a pontes de estradas das colunas a) e b) dever-se-á ter em conta um coeficiente dinâmico de 1 a 1,50, calculado pela fórmula:

$$1 + 10 \left(5 - \frac{P}{S} \right)$$

Se fôr $\frac{P}{S} \geq 5$ não haverá coeficiente dinâmico a considerar. P é a carga permanente e S a sobrecarga.

Nas colunas c) e d) já se entrou em conta com o coeficiente dinâmico até 1,50.

Alemanha (1932 e 1933). — *Edifícios*. — Na compressão simples os limites de fadiga e as correspon-

dentess resistências mínimas de cubos de betão aos 28 dias são dados pela seguinte tabela:

Qualidade do betão	Límites de fadiga Kg/cm ²	Resistência mínima de cubos Kg/cm ²
Betão de cimento normal	35	120
Betão de cimento de alta resistência	45	160
Límites dependentes da resistência <i>C</i> dos cubos de betão e unicamente para suportes em que $\frac{h}{a} \leq 20$	$\frac{C}{3}$	160
Com os seguintes máximos:		
$a \leq 40^{cm}$	60	180
$a > 40^{cm}$	70	210

Na compressão com flexão os limites de fadiga e resistências máximas de cubos de betão aos 28 dias são:

Qualidade do betão	Límites de fadiga Kg/cm ²	Resistência mínima de cubos Kg/cm ²
Betão de cimento normal	40	120
Betão de cimento de alta resistência	50	160
Límites dependentes da resistência <i>C</i> de cubos	$\frac{C}{3}$	160
Com o máximo de	65	195

Estes limites de fadiga na flexão poderão ser aumentados 10 kg/cm² nos seguintes casos:

- Secções rectangulares (lajes ou vigas) com 20 cm de espessura pelo menos.
- Vigas em T na região dos momentos negativos.
- Pórticos, arcos e suportes (como elementos de estrutura de pórticos e de lajes fungiformes), quando rigorosamente calculados; edificios usuais em que tenham sido consideradas as sobrecargas mais desfavoráveis; e construções em que se tenham tido em conta variações de temperatura, contracção do betão e acções dinâmicas.
- Lajes armadas em cruz e lajes fungiformes.
- Peças fabricadas em oficinas com fiscalização permanente.

Nas lajes com menos de 8 cm de espessura os limites de fadiga dados na tabela sofrem uma diminuição de 10 kg/cm².

Em pontes de estradas os limites de fadiga são — segundo o projecto da nova edição DIN 1:075, publicada em Fevereiro de 1933, e que alterou ligeiramente a edição de 1930 — os seguintes:

Elementos da obra	Límites de fadiga	Límites de fadiga em geral	Máximo
Compressão simples	35	$\frac{C}{4}$	50
Lajes, longarinas e carlingas do tabuleiro e vigas principais rectas	45	$\frac{C}{3,5}$	60
Na zona dos momentos negativos estes limites podem ter um aumento de 10 kg/cm ²	-	-	-
Pórticos e estruturas similares a pórticos	55	$\frac{C}{3}$	75
Arcos e abóbadas	55	$\frac{C}{3}$	$\begin{cases} 80 \\ l \leq 80^m \\ 90 \\ l > 80^m \end{cases}$

Para os limites da primeira coluna deve a resistência dos cubos de betão ao 28 dias ser, pelo menos, de 150 kg/cm²; e para os da segunda o betão deve ser fluido.

Em pontes de caminhos de ferro não há limites especificados; deverão todos eles basear-se em ensaios de cubos de betão aos 28 dias e os valores da segunda coluna da tabela são respectivamente substituídos por $\frac{C}{5}$ (máximo de 50 kg/cm²), $\frac{C}{4}$ (máximo de 50 kg/cm²), $\frac{C}{3,5}$ (máximo de 60 kg/cm²) e $\frac{C}{3,5}$ (máximo de 70 a 80 kg/cm²).

São impostas condições muito especiais para que possam ser applicados os limites de fadiga baseados na resistência do betão empregado na obra, tais como: projecto, cálculos de construção feitos muito escrupulosamente, empreiteiro com grande experiência e conhecimento do betão armado, cuidado em manter as qualidades do betão e fiscalização rigorosa.

Deve observar-se que todos os limites de fadiga acima dados para pontes diferem dos prescritos no regulamento de 1926 por motivo de introdução dos coeficientes dinâmicos, que, naquele regulamento, se consideravam englobados nos valores dos limites de fadiga, e pela mesma razão não podem ser comparados com os dos regulamentos dos outros países.

Do exame que fica exposto é lícito tirar as seguintes conclusões:

1.º O limite de fadiga na compressão simples do betão deve ser inferior ao limite de compressão na flexão — e isto resulta do facto, demonstrado por numerosos ensaios, de ser a carga de rotura no segundo caso sensivelmente superior à produzida por uma carga axial.

O grau de segurança de uma obra não depende unicamente da resistência própria do betão, verificada por ensaios de cubos; depende em muito da espécie de solicitação, e só em casos simples, como, por exemplo, a compressão axial e a flexão simples, pode indicar-se com alguma certeza.

2.º Devem ser diminuídas as tensões admissíveis quando se trate de secções com pequena altura, sejam elas lajes ou vigas, porque defeitos difíceis de evitar na colocação das armaduras podem produzir deslocamentos relativamente apreciáveis do eixo neutro e alterações nos valores do braço da alavanca do binário das forças elásticas e do momento de inércia.

3.º Há vantagem em que os limites de fadiga variem com o elemento ou espécie de obra a calcular; assim, o limite único de 40 kg/cm² para a flexão, que é o mais frequentemente prescrito em vários regulamentos, opõe-se a que se realizem economias apreciáveis em algumas obras como pórticos e arcos, nos quais não há inconvenientes em se atingir 50 kg/cm², e mesmo mais.

4.º Os limites de fadiga nas pontes de caminhos de ferro devem ser inferiores aos que se adoptam em pontes de estradas e estes, a seu turno, aos prescritos para construções gerais, mesmo quando se conte com a acção dinâmica das sobrecargas pela applicação de um coeficiente especial. A necessidade de adoptar vários limites de fadiga, apesar da introdução de coeficientes dinâmicos, é bem consequência da incerteza existente no cálculo de obras de betão armado, incerteza que obriga a admitir grandes margens de segurança.

5.º Convém prever também limites de fadiga relacionados com a resistência do betão ao esmagamento, verificada por ensaios especiais em cada caso, não só porque o grau de segurança da obra ficará assim mais garantido do que fazendo depender unicamente da resistência do cimento, sem influencia dos outros elemen-

tos constituintes do betão e dos cuidados da sua preparação, como porque isso permitirá a adopção de limites mais elevados e consequentemente a realização de importantes economias.

Estão dêste modo procedendo muito países, que admitem ensaios de cubos, cilindros ou vigotas, com prazos determinados; é, no entanto, difícil comparar os coeficientes de segurança adoptados por motivo da diversidade na forma e dimensões dos provetes, e ainda pelos prazos de endurecimento.

Há algumas dificuldades de ordem prática para que êste modo de proceder se generalize, mas haverá toda a vantagem em applicá-lo em trabalhos importantes, porque os limites de fadiga mais elevados tornarão possíveis obras nas quais se seria forçado a empregar outros materiais e a renunciar às vantagens bem conhecidas do betão armado.

*

Os limites de fadiga propostos são inspirados em todas estas conclusões.

Os limites para edifícios são muito aproximadamente os do regulamento austriaco; em alguns casos têm uma redução de 5 kg/cm^2 . Em pontes de estradas os limites acompanham, por vezes também com uma diminuição de 5 kg/cm^2 , os limites alemães de 1933, com uma melhor discriminação dos elementos que as constituem.

Em pontes de caminhos de ferro não há nas prescrições alemãs, como já se disse, limites de fadiga especificados; dever-se-á sempre recorrer a ensaios prévios de cubos de betão. Por isso foram propostos limites inferiores 5 kg/cm^2 aos indicados para as pontes de estradas, de acôrdo com as diferenças entre os limites máximos estabelecidos para as duas espécies de pontes. Quanto aos limites não especificados, isto é, aos limites baseados nos ensaios de cubos, foram adoptados os coeficientes de segurança dos regulamentos austriaco e alemão, com redução idêntica em alguns máximos e também com melhor discriminação dos elementos.

Tensões tangenciais

(Artigo 23.º)

O cálculo das tensões tangenciais constitue um problema primacial nas construções do betão armado; a maior parte dos desastres ocorridos provém da insuficiência ao esforço transverso.

A idea da resistência dos estribos ao corte, a que se refere a circular ministerial francesa de 1906, está hoje posta de parte. Não se atendeu então a que a resistência do betão à tracção é inferior à sua resistência ao corte e que a rotura na flexão é produzida, não por acções tangenciais, mas sim pelos esforços principais da tracção, dirigidos, segundo planos inclinados 45° , sobre o eixo do elemento.

Também alguns regulamentos, ainda em vigor, não têm em consideração que, logo que os limites de fadiga do betão sejam ultrapassados, se deverá contar com a existência de fendas, e o betão não poderá colaborar na resistência ao esforço transverso, que deverá ser confiada totalmente ao metal, isto é, aos varões inclinados e estribos.

Este princípio, também applicado no cálculo das tensões de flexão, só se encontra nos regulamentos alemães (desde 1916), nos regulamentos ingleses, holandeses, dinamarqueses e austriacos, nas instruções da Associação Belga de Estandardização, e só últimamente (1932) no regulamento italiano.

Outra disposição que deverá observar-se é a de impor um limite de tensão para o betão, geralmente

14 kg/cm^2 , mesmo quando a resistência ao escorregamento esteja suficientemente garantida pelos varões inclinados e pelos estribos. Evita-se assim a execução de vigas demasiado pequenas, excessivamente armadas, e torna-se menos provável a produção de fendas, sempre nocivas para a duração da obra.

É muito instrutivo a êste respeito o estudo das modificações introduzidas nos sucessivos regulamentos alemães, com prescrições cada vez mais severas.

No regulamento de 1907 admitiu-se que o betão podia resistir a tensões tangenciais até ao limite de $4,5 \text{ cm}^2$, e que só o excedente deveria ser suportado pelos varões, mas, como posteriormente se verificou que o betão se fende muito antes de o ferro atingir o seu limite de tensão, e não existe portanto a colaboração dos dois elementos, já no regulamento de 1916 se prescreveu que nas secções em que a tensão do betão exceda 4 kg/cm^2 — e nelas só — todo o esforço tangencial deverá ser absorvido pelo ferro, sem que seja preciso mais nenhum reforço nas restantes secções.

No regulamento de 1925 foi-se mais longe; incluíram-se as lajes nas partes de construções em que deve verificar-se a tensão do escorregamento, o que provém do facto de elas serem frequentemente applicadas em fundações sujeitas a grandes esforços transversos.

No regulamento italiano (1932) os limites de tensão do betão ao escorregamento, além dos quais a resistência deverá ser totalmente confiada à armadura metálica, são de 2 kg/cm^2 para o betão de cimento normal e de 4 kg/cm^2 para o betão de cimento de alta resistência. Nas instruções de A. B. S. êste limite é de $\frac{1}{10}$ do limite de fadiga à compressão.

Os limites italianos poderão parecer demasiadamente baixos, o que até certo ponto é compensado pelo coeficiente de equivalência $m = 10$ adoptado em Itália; o limite belga não difere sensivelmente dos limites alemães de 4 e 6 kg/cm^2 , que foram por esta comissão adoptados.

Quanto à tensão, que nunca poderá ser excedida e que obriga a um aumento da secção, é ela de 14 kg/cm^2 , tanto no regulamento alemão como no italiano, e de $\frac{1}{5}$ do limite de fadiga à compressão nas instruções da Associação Belga de Estandardização.

Distribuição de cargas concentradas

(Artigos 28.º e 47.º)

Quando uma sobrecarga concentrada sobre uma superficie de forma rectangular actua sobre uma laje por intermédio de uma camada distribuidora é importante saber-se a largura da laje a considerar no cálculo dos momentos flectores e dos esforços transversos.

Para fundamentar a solução adoptada vai esta comissão expor o que sobre o assunto vigora em alguns países, e para isso emprega a notação do regulamento junto, isto é:

a_1 e b_1 = lados do rectângulo de apoio da sobrecarga, respectivamente na direcção da armadura principal e na armadura secundária.

a e b = lados paralelos a a_1 e b_1 do rectângulo de distribuição da laje.

e e e' = respectivamente a espessura da laje e da camada distribuidora.

l = vão.

França (1906):

$$a = a_1 + e + e'$$

$$b = b_1 + 2e + \frac{1}{3}l$$

A armadura secundária deve ter uma secção total por metro de largura da laje, igual, pelo menos, a metade da secção da armadura principal por metro de comprimento da mesma laje.

Suíça (1916):

$$a = a_1 + 2e'$$

$$b = b_1 + 2e' + \frac{1}{3}l$$

Os varões da armadura secundária deverão ter, por metro corrente, um pêso igual, pelo menos, a 30 % dos varões da armadura principal.

Dinamarca (1922):

$$a = a_1 + 2e'$$

$$b = b_1 + 2e'x$$

α = relação entre a secção dos varões da armadura secundária e a dos varões da armadura principal.

x = distância do ponto de aplicação da sobrecarga ao apoio mais próximo.

$b \geq e$, e nunca superior à distância entre duas rodas.

Para o cálculo das tensões de escorregamento considerar-se-á somente:

$$b = b_1 + 2e'x$$

Suécia (1924):

$$a = a_1 + 2e'$$

$$b = b_1 + e' + \frac{3}{4}l$$

A laje deverá ser provida de duas armaduras suplementares na direcção dos apoios, uma superior, calculada para o momento $\frac{S}{25}$, e outra inferior, calculada para o momento $\frac{S}{7}$, por metro corrente de largura — e em que S é o pêso da sobrecarga.

Austria (1927). — A Áustria adoptou as prescrições do regulamento alemão de 1925 — e que são:

$$a = a_1 + 2e'$$

$$b = b_1 + 2e' \quad \text{ou} \quad b = \frac{2}{3}l$$

para a sobrecarga colocada ao meio do vão (cálculo do momento flector) e:

$$b = b_1 + 2e' \quad \text{ou} \quad b = \frac{1}{3}l$$

para a sobrecarga junto ao apoio (cálculo do esforço transversal máximo).

Holanda (1918) e (1930). — Na Holanda só se considerou o caso de não haver camada intermédia, isto é, de estar a sobrecarga directamente aplicada à laje:

$$a = a_1 + 2e$$

$$b = b_1 + 2e + \frac{1}{3}l$$

Itália (1932). — O regulamento italiano considera unicamente o caso da sobrecarga ao meio da laje e então verifica-se:

$$a = a_1 + 2e'$$

$$b = b_1 + 2e' + \frac{1}{3}l$$

com um máximo de $b = l$.

Alemanha (1932). — É muito instrutiva a evolução por que foram passando sucessivamente os regulamentos alemães.

No regulamento de 1916 verifica-se para a flexão:

$$a = a_1 + 2e' \quad c \quad b = \frac{2}{3}l$$

para o esforço transversal:

$$b = \frac{2}{3}l \quad (\text{sobrecarga ao meio do vão})$$

$$b = b_1 + 2(e + e') \quad (\text{sobre o apoio})$$

e os valores intermédios eram dados por interpolação linear.

As modificações feitas no regulamento de 1925, e que são as acima expostas em relação à Áustria, basearam-se em experiências feitas em Stuttgart por Bach e Graf sobre lajes de betão armado apoiadas nos dois extremos, e até 2 m de vão em pontes de estrada.

Recomenda-se então colocar sempre varões de distribuição inferiores, com secção igual a $\frac{1}{3}$ da dos varões da armadura principal, e varões de distribuição superiores, com $\frac{1}{4}$ da secção dos referidos varões.

Do prosseguimento das experiências resultou a imposição, feita no regulamento de 1932, para o cálculo da flexão e que já se encontrava no DIN 1:075 (1930), de um limite superior:

$$b = b_1 + 2e' + 2,0 \quad (\text{em metros})$$

e ainda o estabelecimento de uma relação de:

$$0,10 + 0,1 [b - (b_1 + 2e')]$$

entre as duas armaduras, que pode variar, segundo os casos, entre 0,10 e 0,30, e exprime que a armadura secundária deve ser tanto maior quanto maior fôr o excesso da largura b empregada no cálculo sobre o valor:

$$b_1 + 2e'$$

Isto não tem aplicação quando a altura e' é grande, e portanto:

$$b_1 + 2e' > \frac{1}{3}l$$

caso em que se devem empregar, pelo menos, 4 varões de 6 mm por 1 m de vão.

Os regulamentos alemães dedicaram sempre especial atenção ao cálculo dos esforços transversos, e o que há de novo no regulamento de 1932 é o limite:

$$b \leq b_1 + 2e' + 1,0 \quad (\text{em metros})$$

que já figurava no DIN 1:075 (1930), e ainda, quando a sobrecarga está junto ao apoio, o valor $b = 5e$, que se baseia em experiências muito recentemente concluídas em Stuttgart.

Verifica-se pelo exposto que as disposições relativas à distribuição das sobrecargas são, com muito poucas excepções, as mesmas na direcção da armadura principal e consistem em um alargamento de 45°, ao passo que existem divergências nas armaduras secundárias, devidas verosimilmente ao espírito mais ou menos cauteloso que presidiu à sua elaboração, visto que, sendo a teoria da elasticidade incapaz de resolver o problema, só a experiência poderia servir de guia.

Mas ainda que essa experiência faltasse, os preceitos adoptados tinham a consagração da prática corrente, pois não haviam ocasionado contratempos ou acidentes, e alguns estavam mais ou menos de acôrdo com os resultados experimentais obtidos pelo professor americano Morris e publicados em 1915.

As experiências do instituto para o estudo de materiais de Stuttgart, prosseguidas ininterrupta e sistematicamente durante muitos anos, foram sucessivamente esclarecendo o assunto e justificaram as várias modificações introduzidas nos regulamentos de 1916, 1925 e 1932.

Essas experiências, em vista de serem as mais completas e as mais modernas, determinaram a preferência pelas prescrições alemãs de 1932 e do DIN 1:075 de 1930, na parte relativa a pontes, que se encontram nos artigos 28.º e 47.º

Lajes armadas em cruz

(Artigo 31.º)

O cálculo rigoroso das lajes armadas em cruz, isto é, com dupla armadura ortogonal pela aplicação da teoria das placas, é complicado, difícil e raríssimas vezes empregado; por isso vários estudos têm sido publicados com métodos simplificados e mais ou menos aproximados.

O processo de cálculo indicado nalguns regulamentos antiquados — e ainda no regulamento alemão de 1916 — consiste em decompor a carga total nas duas direcções, nos termos indicados no artigo 31.º, e fazer o cálculo dos momentos flectores em cada direcção com a quota parte da carga, segundo as condições de apoio.

Quando as condições de apoio são idênticas nos lados opostos, as quotas partes q_1 e q_2 são dadas pelas fórmulas:

$$q_1 = q \cdot \frac{l_2^2}{l_1^2 + l_2^2} \quad q_2 = q \cdot \frac{l_1^2}{l_1^2 + l_2^2}$$

que se adoptam na Inglaterra, Suécia, Áustria, Holanda e Alemanha desde 1916.

Este processo de cálculo é pouco rigoroso — despreza a solidariedade lateral entre faixas paralelas que não são independentes umas das outras; a flecha de qualquer ponto em uma faixa próxima dos apoios é menor que a flecha do ponto correspondente em uma faixa paralela mais próxima do centro. É certo que tal desprezo é um factor favorável à resistência, mas dêle resultam espessuras excessivas, muito superiores às estritamente necessárias.

A complicação do método rigoroso e a deficiente precisão dêste processo aproximado impediram muito tempo o emprêgo freqüente das lajes com armaduras cruzadas, apesar das suas vantagens económicas, sobretudo quando as sobrecargas são elevadas e a laje pouco difere do quadrado.

O engenheiro H. Marcus, no seu livro *Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten* (2.ª edição, 1932), estudou a teoria das placas, baseada nos princípios da teoria da

elasticidade, aplicando-a ao cálculo dos tecidos elásticos, e deduziu fórmulas simples, suficientemente rigorosas, para o cálculo das lajes armadas em cruz e das lajes fungiformes, isto é, das lajes continuas sobre pilares.

Num relatório elaborado a pedido da comissão alemã do betão armado e publicado em 1924 na revista *Baningenieur*, tratou o referido engenheiro da aplicação do método a lajes uniformemente carregadas e em 1925, em outro livro, *Die vereinfacht Berechnung biegsamer Platten* (2.ª edição, 1929), reproduziu e desenvolveu o assunto estudado nesse relatório, ampliando-o para as sobrecargas isoladas.

A exactidão do processo foi verificada por Marcus, com ensaios fotoelasticimétricos, no laboratório da Escola Superior Técnica de Stuttgart. A comissão alemã do cimento armado procedeu também a verificações experimentais, e de todo êste trabalho resultou a autorização, no regulamento de 1925, do emprêgo das fórmulas de Marcus, quando se não aplique o processo rigoroso da teoria da elasticidade.

Em vista de ensaios posteriormente feitos em Dresde pela referida comissão, que demonstraram o grande rigor do processo, foi êle absolutamente prescrito no último regulamento alemão (de 1932).

O ponto fundamental do processo Marcus está na introdução de coeficientes de redução n , dependentes da relação entre os lados do rectângulo e das condições de apoio, que se aplicam aos momentos flectores calculados, e dêste modo se tem em conta a influência recíproca das faixas paralelas que provoquem momentos de torção.

Esta redução é notável. Assim, nas lajes simplesmente apoiadas em todo o contôrno, é $n=0,58$, quando quadradas, e $n=0,69$ nas rectangulares, com $\frac{l_2}{l_1}=1,5$.

A exactidão do cálculo é também notável. Os momentos flectores aproximados, isto é, dados pelo cálculo simplificado de Marcus nas duas hipóteses acima figuradas são respectivamente:

$$M_1 = M_2 = 0,03646 q l^2$$

e:

$$M_1 = 0,09457 q l_1^2 \quad , \quad M_2 = 0,00591 q l_2^2$$

ao passo que os valores exactos seriam respectivamente:

$$M_1 = M_2 = 0,0368 q l^2$$

$$M_1 = 0,0938 q l_1^2 \quad , \quad M_2 = 0,0058 q l_2^2$$

As diferenças entre os valores exactos e os aproximados são cêrca de 1 0/0.

Não admira, pois, que, em vista da sua simplicidade e rigor, o processo Marcus seja hoje o mais freqüentemente empregado.

Largura das vigas em T

(Artigo 34.º)

Poucas são as nações que nos seus regulamentos não tenham incluído disposições sobre a largura b da laje a considerar como solidária ou interessada na flexão das vigas em T e das lajes vigadas; pelo contrário, a maior parte dos regulamentos indicam para b valores que não devem ser ultrapassados e que dependem de algumas das seguintes quantidades: espessura da laje e , do seu vão ou, melhor, da distância l entre os

meios dos vãos, do vão da viga L , da sua altura H e da largura da alma ou nervura b_0 .

Assim êsses limites são:

França.— $\frac{3}{4}l$, $\frac{1}{3}L$.

Suíça.— $b_0 + 8e$, $b_0 + \frac{1}{10}L$.

Inglaterra.— l , $\frac{1}{4}L$, $12e$.

Dinamarca.— l , $\frac{1}{3}L$, $b_0 + 16e$.

Suécia.— l , $b_0 + \frac{1}{4}L$, $b_0 + 12e$.

Estados Unidos.— l , $\frac{1}{4}L$, $b_0 + 16e$.

Áustria.— l , $\frac{1}{2}L$, $b_0 + 12e +$ largura dos esquadros dos dois lados.

Associação Belga de Standardização.— l , $\frac{1}{8}L$, $12e$.

Holanda.— $\frac{1}{6}l$, $8e$, $4b_0$, $2H$.

Itália.— $16e$, $8b_0$, $4H$.

São bem menos numerosos os regulamentos que se ocupam das vigas com laje unilateral, e os respectivos limites são:

Suíça.— $\frac{2}{3}$ dos valores acima mencionados.

Inglaterra.— $4e$ e metade dos valores indicados.

Suécia.—Os valores acima referidos diminuídos 25%.

Áustria.— $\frac{1}{2}l$, $\frac{1}{4}L$, $b_0 + 4,5e +$ largura do esquadro.

Holanda.— $6e$, $3b_0$, $1,5H$.

Itália.— $6e$, $3b_0$, $1,5H$.

Na Alemanha os limites adoptados são os que constam do artigo 34.º do presente regulamento — e que já se encontravam no regulamento anterior de 1925; são também os prescritos pela Áustria desde 1927, com a diferença de que neste país não se faz a distinção entre os valores para o cálculo das tensões ($m = 15$) e os destinados ao cálculo das incógnitas hiperestáticas e das deformações ($m = 10$).

São estas as duas únicas nações que consideram especialmente valorizados os esquadros, o que constitui um incentivo para o seu emprêgo. E é isto bem justificável se se notar que os valores de b são, com esquadros, aproximadamente $b = 0,40 l$ e $0,30 l$, respectivamente para lajes simplesmente apoiadas e para lajes encastradas, ao passo que, sem êles, êsses valores seriam apenas $b = 0,25 l$ e $b = 0,16 l$.

A Alemanha é, por enquanto, o único país que diminuiu os valores de b no cálculo das incógnitas hiperestáticas e das deformações, ou, o que é o mesmo, no cálculo dos momentos de inércia.

A razão dêste modo de proceder provém de considerações relativas ao cálculo dos pórticos, tam frequentes nas obras de betão armado, no qual muito influe a relação entre os momentos de inércia da viga e do pilar.

Se se adoptasse para b um valor elevado, como $b = b_0 + 12e + 2b_1$, esta relação seria também elevada, de onde resultaria para a viga um esforço transversal demasiadamente reduzido; se, pelo contrário, se considerasse um limite oposto como b_0 , tal relação seria muito pequena e dava valores exagerados para o esforço transversal e para o momento de encastramento e deficientes para os momentos no vão.

Em virtude destas considerações foi escolhido um valor intermédio, o que é de aceitar, visto que se trata de deformações e não de tensões, como observou o professor W. Gehler nos seus comentários ao regulamento alemão.

Cálculos dos suportes

(Artigos 37.º e 41.º)

A fórmula $S = R_b (F_b + m F_a)$ para o cálculo da compressão simples dos suportes ordinários, adoptada

nos principais países, deriva imediatamente da hipótese fundamental que permite aplicar às construções do betão armado o método empregado nas construções homogêneas.

A diferença única está no valor de m , que deve concordar com o do cálculo das outras formas fundamentais; assim, na Hungria, Holanda, Rússia, Suécia, Noruega, Áustria e Alemanha é $m = 10$.

A fórmula $S = R_b (F_b + m F_a + 3m F_c)$, para os suportes reforçados em que F_c representa a influência da armadura transversal de reforço, também é assim geralmente adoptada. Foi deduzida das experiências de Mörsch e de outros especialistas e figurou sob reserva no regulamento alemão de 1916, mas os resultados de novas experiências confirmaram-na, pelo que foi reproduzida, sempre com $m = 15$, nos regulamentos posteriores de 1925 e de 1932.

Com êste mesmo valor $m = 15$ é a fórmula adoptada na Holanda, Dinamarca, Noruega e Áustria; na Itália é $m = 10$; na Suíça o coeficiente de F_a é 10, mas o de F_c é 24; na Suécia estes coeficientes são respectivamente 15 e 30.

Convém chamar a atenção para a disposição do § 2.º do artigo 38.º sobre suportes com cintas quadradas ou rectangulares que se encontra nos regulamentos acima citados, a começar pelo regulamento alemão de 1916.

As cintas quadradas ou rectangulares não podem opor resistência apreciável à dilatação transversal do núcleo do betão, condição indispensável para que haja qualquer acréscimo de resistência à compressão no sentido longitudinal; as numerosas experiências realizadas têm mostrado que a dilatação transversal provoca a curvatura dos varões das cintas.

Lajes sem nervuras ou fungiformes

(Artigo 44.º)

As lajes sem nervuras, designadas no estrangeiro sob a denominação de «lajes em cogumelo ou fungiformes» (*dalles en champignon, solai fungo, mushroom slabs, Pilzdecken*) por causa da forma especial dos capitéis dos pilares ou colunas em que se apoiam, apresentam bastantes vantagens sobre as lajes vigadas: economia de madeira, simplificação da mão de obra na execução dos moldes e na colocação das armaduras, diminuição da altura dos edifícios, que é cerca de 10% nos casos usuais, melhor distribuição da luz, aspecto mais agradável, decoração mais fácil e ainda maior facilidade no estabelecimento de canalizações.

Este sistema de lajes é de origem americana, país em que são muito frequentemente empregadas, o que, apesar das suas vantagens, não sucede na Europa, com excepção feita da Alemanha, que largamente as tem utilizado nos últimos tempos. Alguma cousa neste sentido se fez já entre nós.

O motivo da sua pouca divulgação no velho continente está talvez nas dificuldades de cálculo, porque as lajes sem nervura são hiperestáticas em grau elevado, com deformações complicadas, e porque não se conhece o valor exacto do coeficiente de Poisson.

O primeiro processo geral de cálculo indicado no artigo 44.º é o da aplicação da teoria das placas, a qual se funda na equação diferencial de 4.ª ordem dada por Lagrange em 1813, mais conhecida na Alemanha por equação de Grashof, pelo facto de êste professor a ter apresentado na sua *Teoria da Elasticidade e Resistência* (2.ª edição, publicada em 1878). Esta equação permite calcular os deslocamentos horizontais, na hipótese de que as linhas rectas, primitivamente perpendiculares ao plano médio da placa antes da flexão, permaneçam rectilíneas e perpendiculares a êste plano médio deformado, o que é suficientemente exacto para

pequenas deformações, visto que as tensões máximas a considerar devem ser inferiores ao limite de elasticidade. A dificuldade do problema está na integração da equação diferencial, que se remove pela admissão de hipóteses simplificadoras, que levam a séries duplas ou permitem a aplicação da teoria das rédes ou tecidos (Gewebe), como fez Marcus.

Em 1913 o professor americano Eddy deu um método de cálculo aproximado, partindo da equação diferencial aplicável a uma laje rectangular e desprezando o coeficiente de Poisson.

Na Alemanha, depois da aplicação do método de Grashof, são numerosos os trabalhos feitos nos últimos anos por Hager, Marcus, Lewe Leitz e outros.

Em França, Sonier em 1922, e Mesnager em 1923, apresentaram uma teoria na hipótese de que as reacções dos suportes são forças isoladas. Sonier, além de fazer as transformações das séries duplas em séries simples, facilitando assim os cálculos, publicou em 1929 o livro cujo título é: *Tabelas para o cálculo racional dos pavimentos sem nervuras e das lajes rectangulares.*

Todos êsses trabalhos diferem, não só pelo valor admitido para o coeficiente de Poisson, como pelas hipóteses destinadas a facilitar os cálculos sobre as reacções dos apoios, consideradas umas vezes como forças isoladas e outras como distribuídas uniformemente sobre as superfícies dos capitéis.

Este processo de cálculo, derivado da teoria das placas, é muito laborioso, a não ser que se recorra ao auxílio de tabelas, e é conhecido pela denominação de método exacto, o que não deve ser tomado à letra, porquanto êle supõe que as lajes se apoiam simplesmente sobre os capitéis dos suportes e não entra portanto em conta com a solidariedade entre as lajes e os suportes.

Destas circunstâncias devem naturalmente resultar momentos maiores para os meios dos tramos e menores nos apoios, bem como a necessidade de adoptar coeficientes de segurança que atendam, não só à imperfeição da teoria, como à diferença existente entre a realidade e as hipóteses formuladas.

O segundo processo geral do cálculo indicado é o da aplicação da teoria dos pórticos.

Ensaio realizados pelo professor E. Probst, de Karlsruhe, mostraram grande concordância com os momentos calculados por êste processo, que pode ser recomendado para obras de grande importância, quando se não utilizem os cálculos mais laboriosos da teoria das placas.

Na nota n.º 3 são apresentadas as fórmulas aproximadas do regulamento alemão, que constituem um terceiro processo de cálculo, mas só aplicado quando as distâncias entre os suportes, em cada sentido, são respectivamente iguais entre si ou não diferem mais de 20 %.

Êste é um caso muito freqüente na prática e as referidas fórmulas, que se baseiam na equação de Lagrange, na hipótese de um valor nulo para o coeficiente de Poisson — isto é, sem atender à deformação transversal —, dão imediatamente os diversos momentos procurados. Destas fórmulas resultam momentos superiores aos calculados pelo primeiro processo (teoria das placas), diferença que em alguns pontos da laje pode atingir 29 % e 38 %, mas que, para o momento que determina a espessura, não é superior a 11 %.

Os ensaios do professor E. Probst, a que acima se faz referência, mostram ainda que os valores numéricos dados por êste terceiro processo são maiores do que os obtidos pelo segundo processo (teoria dos pórticos).

Constitue tudo isto um incentivo para a aplicação, quando se trate de obras importantes, dos dois primei-

ros processos de cálculo, menos expeditos, mas que originam economias valiosas.

*

As lajes sem nervuras foram, como já se disse, iniciadas na América do Norte e ali têm tido larga aplicação.

Interessa, pois, conhecer os processos de cálculo adoptados naquele país e explicar a razão porque não foram propostos.

O processo geralmente seguido na América encontra-se exposto no regulamento de 1924, que repete quasi sem alterações o que foi publicado em 1921 nos *Proceedings of the American Society.*

As lajes são divididas em faixas centrais e faixas laterais, exactamente do mesmo modo indicado na alínea c) do artigo 44.º, e calcula-se um valor para a soma dos momentos positivos e negativos, em cada direcção, pela fórmula:

$$M = 0,09 Q \left(l - \frac{2}{3} c \right)^2$$

em que Q é a carga total do painel, soma da carga permanente e da sobrecarga, l o vão e c a largura do capitel do suporte. Os diversos momentos flectores positivos ou negativos, tanto nas faixas centrais como nas laterais, são obtidos pela multiplicação dêste valor por coeficientes dados em uma tabela, coeficientes que diferem, conforme se trata de lajes armadas em duas ou em quatro direcções e de capitéis reforçados ou não.

Os momentos assim calculados ainda sofrem alguns aumentos nos tramos extremos.

Este processo de cálculo é de grande simplicidade e análogo ao terceiro processo exposto, com a diferença de que é geral, isto é, não se limita a vãos iguais; não pode, porém, pretender grande exactidão, visto que não faz distinção entre a carga permanente e a sobrecarga e não toma em consideração o efeito das posições mais desfavoráveis da sobrecarga nas lajes contínuas.

A tabela seguinte dá os valores dos momentos calculados, segundo a fórmula americana, para 1 metro de largura de laje, e em que se supõe a largura dos capitéis dos suportes $c = 0,2l$, bem como a distribuição dêstes momentos pelas faixas centrais e laterais.

Painéis	Momentos em 1 metro de largura	Porcentagem da distribuição dos momentos
Painéis intermédios		
<i>Vãos:</i>		
Faixa central	$\frac{q l^2}{49}$	43
Doas faixas laterais	$\frac{q l^2}{37}$	57
<i>Apoios:</i>		
Faixa central	$\frac{q l^2}{49}$	23
Doas faixas laterais	$\frac{q l^2}{15}$	77
Painéis extremos		
<i>Vãos:</i>		
Faixa central	$\frac{q l^2}{38}$	46
Doas faixas laterais	$\frac{q l^2}{32}$	54
<i>Apoios:</i>		
Faixa central	$\frac{q l^2}{38}$	25
Doas faixas laterais	$\frac{q l^2}{13}$	75

Vê-se que as percentagens de 43 e 57 % e as de 46 e 54 % para os momentos nos vãos, assim como as de 23 e 77 % e as de 25 e 75 %, pouco diferem das percentagens, respectivamente, de 45 e 55 % e das de 25 e 75 % das fórmulas alemãs, mas os valores dos momentos das fórmulas americanas são consideravelmente inferiores aos dos momentos obtidos pelas fórmulas alemãs e as diminuições variam de 30 a 59 %.

As lajes assim obtidas terão espessuras menores que na Alemanha e foram ali consideradas insuficientes.

Além dos Estados Unidos e da Alemanha só os regulamentos da Dinamarca (1921) e do Canadá (1923) se ocupam das lajes sem nervuras e adoptam as fórmulas americanas com pequenas alterações nos coeficientes numéricos.

Fiscalização e provas

(Artigos 63.º e 70.º)

Tensões iniciais, tensões secundárias, tensões tangenciais. — Há notáveis diferenças entre as construções de betão armado e as metálicas ou de pedra, que muito influem na importância da fiscalização durante a execução e nos resultados do exame e provas depois de terminada a obra.

O betão possui qualidades próprias, que são modificadas pela sua associação com o ferro; assim a tracção, conjugada com a aderência ao ferro, dá lugar a *tensões iniciais*, que, nas construções ao ar livre, são de tracção no betão e de compressão no ferro, ainda que não haja qualquer solicitação externa.

A importância das *tensões secundárias* é muito diversa nas obras de betão armado e nas construções metálicas; nas construções metálicas estas tensões, devidas à rigidez e excentricidade das ligações, são raras vezes calculadas, porque se supõe que o aumento relativamente pequeno que ocasionam cabe bem dentro da margem de segurança existente entre o limite de fadiga e o limite de elasticidade.

As obras de betão armado, na maioria dos casos, apresentam ligações rígidas e são hiperestáticas; raros são os seus elementos que trabalham rigorosamente à compressão simples; em geral à compressão junta-se a flexão a que estão sujeitos.

As tensões secundárias, sempre difíceis de calcular, têm importância igual à das tensões principais, e, quando a tensão total excede um certo valor, produzem-se fendas nocivas, ainda que não seja senão para o aspecto e para a conservação da obra.

Estas tensões secundárias são ainda agravadas pelas variações de temperatura.

Finalmente, uma outra dissemelhança e de grande importância provém das *tensões tangenciais*, que têm no betão armado influência preponderante, ao contrário do que sucede nas construções metálicas.

*

Importância da fiscalização. — O valor de uma obra de betão armado, cujo projecto tenha sido convenientemente estudado, reside na boa escolha dos componentes do betão, na boa preparação desses elementos, incluindo a quantidade de água, na qualidade do ferro, na exacta colocação dos varões, na betonagem, nos cuidados havidos até à desmoldagem e na própria desmoldagem.

Nada disto pode verificar-se mais tarde, quando se proceda a um exame e provas, e portanto é da máxima importância a fiscalização desde o começo até ao fim da

construção. Como o livro de registo representa o único meio capaz de destrinçar responsabilidades, é essencial o cumprimento rigoroso no disposto no artigo 65.º do presente regulamento.

O exame e provas das obras de betão armado não podem dar as mesmas garantias que as das construções metálicas.

Nestas tem-se um material homogéneo com um coeficiente de elasticidade constante; a sua qualidade pode ser verificada com rigor, a boa ou má execução pode até certo ponto ser facilmente observada com um exame minucioso; nas provas a medida de uma flexão ou da deformação local permitem formar juízo assaz aproximado da segurança da obra, e além disso, há deformações permanentes sensíveis antes da rotura que constituem bom aviso.

Pelo que respeita às obras de betão armado já acima se acentuou a impossibilidade de se formar juízo da qualidade dos materiais e da perfeição da execução por simples exame depois da sua conclusão, e quanto a provas, na opinião autorizada do professor Mörsch, a medida da flecha ainda menos do que nas construções metálicas permite julgar da resistência da obra, porque tal flecha não indica se as dimensões são suficientes para a resistência aos esforços tangenciais e aos esforços de aderência.

Na primeira fase de deformação, enquanto o limite de resistência do betão à tracção não é atingido, as flechas são proporcionais aos momentos flectores, o produto *EI* pode ser considerado como constante, e o cálculo respectivo pode ser feito pela fórmula usual da flexão, com substituição da secção do ferro que entra no cálculo do momento de inércia por secção equivalente do betão, isto é, amplificada *m* vezes.

Na fase seguinte, quando a tensão do betão à tracção está muito próxima do limite de elasticidade, e antes de aparecerem fendas, as flechas aumentam rapidamente e o seu cálculo já é extremamente complicado; logo que esse limite é excedido e se produzem pequenas fendas em vários pontos, deixa de haver a proporcionalidade entre as flechas e as cargas, e aquelas não poderão ser calculadas.

As flechas nas obras de betão armado são sempre muito pequenas e diferentes das calculadas, não só por causa da grande solidariedade que existe entre os seus elementos, como também porque o betão diminua sensivelmente o esforço que deveria caber às armaduras tensas, ainda quando começam a produzir-se as primeiras fendas.

A medida directa das deformações locais constitue processo mais exacto para avaliar os esforços produzidos e o grau de segurança da obra, mas é também de mais difícil realização do que o da medição de flechas, por isso que se trata da determinação de quantidades extremamente pequenas.

Os extensómetros e os extensógrafos não estão também ao abrigo da crítica formulada acerca dos registadores de flechas, sob o ponto de vista da resistência aos esforços tangenciais e aos esforços de aderência, de modo que se chega assim de novo à conclusão de que a mais sólida garantia está na fiscalização rigorosa durante todo o tempo da execução dos trabalhos e na escrupulosa elaboração dos livros de registo que são prescritos em numerosos regulamentos.

Lisboa, 20 de Fevereiro de 1935. — Manuel da Terra P. Viana — João Alberto Barbosa Carmona — Augusto Vieira da Silva — António Maria Fernandes — José Belard da Fonseca — Raúl Jales Guimarães.

Regulamento do betão armado

Índice

CAPÍTULO I

Prescrições gerais

- Artigo 1.º Aplicação do regulamento.
 Art. 2.º Projectos.
 Art. 3.º Aprovação de projectos.
 Art. 4.º Direcção das obras.

CAPÍTULO II

- Art. 5.º Cimentos.
 Art. 6.º Areia.
 Art. 7.º Pedra.
 Art. 8.º Água.
 Art. 9.º Aço.
 Art. 10.º Betão.
 Art. 11.º Provas das qualidades dos materiais e do betão.

CAPÍTULO III

Bases do cálculo — Coeficientes dinâmicos

- Art. 12.º Carga permanente.
 Art. 13.º Sobrecarga dos edificios.
 Art. 14.º Sobrecarga das pontes.
 Art. 15.º Acção dinâmica das sobrecargas nos edificios.
 Art. 16.º Coeficiente dinâmico das pontes.
 Art. 17.º Variações de temperatura e contracção do betão.

CAPÍTULO IV

Normas gerais do cálculo e limites de fadiga

- Art. 18.º Cálculos de resistência.
 Art. 19.º Determinação das forças externas.
 Art. 20.º Esforços internos.
 Art. 21.º Limites de fadiga do betão à compressão simples ou à compressão resultante da flexão simples ou composta.
 Art. 22.º Limites de fadiga do aço.
 Art. 23.º Tensões tangenciais.
 Art. 24.º Tensões de aderência.
 Art. 25.º Deformações.

CAPÍTULO V

Lajes armadas em uma direcção

- Art. 26.º Vãos, espessura mínima e altura útil.
 Art. 27.º Momentos flectores nas lajes contínuas.
 § 1.º Momentos negativos nos tramos.
 § 2.º Momento positivo mínimo nos tramos.
 § 3.º Encastramento nos apoios extremos.
 Art. 28.º Distribuição de sobrecargas concentradas.
 Art. 29.º Disposições construtivas.

CAPÍTULO VI

Lajes armadas em cruz

- Art. 30.º Vãos, espessura mínima e altura útil.
 Art. 31.º Processo de cálculo.

CAPÍTULO VII

Vigas rectangulares e em T

- Art. 32.º Vãos.
 Art. 33.º Momentos-flectores nas vigas contínuas.
 § único. Momentos positivos mínimos nos tramos.
 Art. 34.º Espessura das lajes vigadas e largura das vigas em T.
 Art. 35.º Altura útil com esquadros de reforço.
 Art. 36.º Disposições construtivas.

CAPÍTULO VIII

Suportes

- Art. 37.º Suportes ordinários e suportes reforçados.
 Art. 38.º Cálculo da compressão simples.
 Art. 39.º Encurvadura com compressão simples.
 Art. 40.º Compressão excêntrica.
 Art. 41.º Encurvadura com compressão excêntrica.
 Art. 42.º Disposições construtivas.

CAPÍTULO IX

Edifícios

- Art. 43.º Lajes contínuas de vãos iguais. Momentos flectores.
 a) Momentos positivos a meio dos vãos;
 b) Momentos nos apoios;
 c) Momentos negativos a meio dos vãos.

Art. 44.º Lajes sem nervuras ou fungiformes.

- a) Definição;
 b) Dimensões mínimas;
 c) Processos de cálculo;
 d) Disposições construtivas.
 Art. 45.º Vigas contínuas.
 a) Momentos negativos nos tramos;
 b) Esforços transversos.
 Art. 46.º Pórticos.

CAPÍTULO X

Pontes

- Art. 47.º Sobrecargas concentradas.
 Art. 48.º Normas de cálculo.
 Art. 49.º Lajes, carlingas e longarinas do tabuleiro.
 Art. 50.º Vigas principais.
 Art. 51.º Articulações e aparelhos de apoios metálicos. Limites de fadiga.
 Art. 52.º Articulações de betão.
 Art. 53.º Compressão admissível nas juntas dos apoios.
 Art. 54.º Compressão parcial em blocos de apoio.
 Art. 55.º Fórmulas de Hertz.
 Art. 56.º Disposições construtivas.

CAPÍTULO XI

Execução dos trabalhos

- Art. 57.º Moldes e cimbrës.
 Art. 58.º Armaduras.
 Art. 59.º Junção de varões tensos.
 Art. 60.º Preparação de betão.
 Art. 61.º Betonagem.
 Art. 62.º Desmoldagem.

CAPÍTULO XII

Fiscalização e provas

- Art. 63.º Fiscalização.
 Art. 64.º Ensaio durante a execução dos trabalhos.
 Art. 65.º Livro de registo.
 Art. 66.º Provas.
 Art. 67.º Prazos.
 Art. 68.º Flechas.
 Art. 69.º Provas de edificios.
 Art. 70.º Provas de pontes.

Notação

- P — Carga permanente ou péso próprio da construção.
 S — Sobrecarga total.
 p — Carga permanente uniforme por unidade de comprimento ou de superficie.
 s — Sobrecarga uniforme por unidade de comprimento ou de superficie.
 $q = p + s$ — Carga total uniforme.
 M — Momento flector.
 T — Esforço transversal.
 l — Vão teórico.
 a e b — Dimensões de uma área.
 b_c — Largura da alma nas vigas em T.
 b — Largura.
 c — Distância entre eixos das cintas nos suportes.
 h — Altura útil de uma laje, de uma viga ou de um suporte.
 e — Espessura de uma laje.
 e' — Espessura da camada que cobre a laje (pavimento, lastro, atêrro).
 u — Perímetro das secções dos varões.
 A_a — Área das armaduras tendidas.
 A'_a — Área das armaduras comprimidas.
 A_b — Área da secção transversal do betão.
 A'_b — Área do núcleo do betão nos suportes.
 A_i — Área ideal ou fictícia da secção dos suportes.
 E_a e E_b — Coeficientes de elasticidade do aço e do betão.
 $m = \frac{E_a}{E_b}$ — Coeficiente de equivalência.
 z — Braço da alavanca do binário das forças elásticas.
 I — Momento de inércia.
 $\frac{I}{v}$ — Módulo de resistência.
 R_a e R'_a — Tensão do aço à tracção e à compressão.
 R_b e R'_b — Tensão do betão à tracção e à compressão.
 C — Resistência ao esmagamento, aos 28 dias, de cubos de betão com 20 centímetros de aresta.
 n — Coeficiente de redução de R'_b nos suportes com encurvadura.

Regulamento do betão armado

CAPÍTULO I

Prescrições gerais

Artigo 1.º *Aplicação do regulamento.* — As construções de betão armado que interessem à segurança das pessoas e dos serviços públicos, quer sejam feitas por conta do Estado, corpos e corporações administrativos, quer por conta dos particulares, serão subordinadas às prescrições do presente regulamento.

Art. 2.º *Projectos.* — Os projectos das obras de betão armado serão elaborados por engenheiros civis e deverão compreender uma memória descritiva, com cálculos justificativos, desenhos cotados, indicação da qualidade dos materiais, dosagem do betão, sua resistência específica mínima aos 28 dias de endurecimento, e ainda os métodos especiais que tenham de ser adoptados na execução das diferentes partes da obra.

§ único. Tratando-se de obras correntes de construção civil, em que se não empreguem outros elementos de betão armado além de lajes e vigas simplesmente apoiadas nos extremos, em pequenos vãos, poderão os respectivos projectos ser elaborados por agentes técnicos de engenharia e visados por engenheiros civis.

Art. 3.º *Aprovação de projectos.* — Nenhuma obra de betão armado subordinada às prescrições deste regulamento poderá executar-se sem que o respectivo projecto seja aprovado pelas entidades competentes do Estado ou dos corpos administrativos.

§ 1.º A aprovação a que se refere este artigo só poderá efectivar-se quando o projecto, depois de verificado, tiver parecer favorável de um engenheiro civil especializado, ao serviço das repartições técnicas daquelas entidades.

§ 2.º Os organismos oficiais ou corpos administrativos, que não tiverem as repartições técnicas a que se refere o parágrafo anterior, remeterão os projectos ao Ministério das Obras Públicas e Comunicações, a fim de estes serem informados pelos serviços técnicos competentes.

Art. 4.º *Direcção das obras.* — As obras, parcial ou totalmente feitas de betão armado, serão dirigidas na parte em que fôr empregado este material:

- a) Por engenheiros civis, no caso de obras especiais ou de obras normalizadas de relativa importância;
- b) Por engenheiros civis ou agentes técnicos de engenharia, quando se trate das obras a que se refere o § único do artigo 2.º

§ 1.º A entidade oficial que aprovar o projecto designará, para cada caso, a categoria que deverá possuir o técnico director da obra.

§ 2.º A execução das obras poderá confiar-se a construtores que provem possuir a necessária competência perante as entidades oficiais que tenham aprovado os respectivos projectos, desde que os técnicos encarregados da direcção de tais obras as fiscalizem e por elas se responsabilizem.

§ 3.º Durante a execução dos trabalhos deverá estar sempre no local da obra o construtor responsável ou seu representante idóneo devidamente autorizado.

§ 4.º No local da obra devem existir, desde o início dos trabalhos até ao fim, os desenhos aprovados e todos os elementos do projecto indispensáveis para a sua execução, bem como o livro de registo a que se refere o artigo 65.º

CAPÍTULO II

Materiais

Art. 5.º *Cimentos:*

a) *Cimento Portland de presa lenta.* — As condições a que deve satisfazer o cimento Portland normal ou

de presa lenta, bem como os métodos e normas de ensaio, serão as prescritas no caderno de encargos para o fornecimento e recepção do cimento Portland normal, em vigor;

b) Os métodos de ensaio dos cimentos especiais de alta resistência e cimentos aluminosos efectuar-se-ão segundo as normas estabelecidas nos países fornecedores desses cimentos. Para os cimentos Portland de alta resistência as resistências mínimas com argamassa normal (1 : 3 em péso) serão:

Natureza do ensaio	Resistência em Kg/cm ²	
	Ao fim de 3 dias (1 em atmosfera húmida, 2 de baixo de água)	Ao fim de 28 dias (1 em atmosfera húmida, 6 de baixo de água e 21 em atmosfera húmida)
Tracção	25	40
Compressão	250	500

Para os cimentos aluminosos as resistências serão:

Natureza do ensaio	Resistência em Kg/cm ²	
	Ao fim de 2 dias	Ao fim de 28 dias
Tracção	25	35
Compressão	350	500

Art. 6.º *Areia.* — A areia deverá satisfazer às seguintes condições:

- a) Ser rija, limpa ou lavada, isenta de argila, substâncias orgânicas ou outras impurezas;
- b) Ser tanto quanto possível composta de grãos grossos e finos, na proporção aproximada de duas terças partes dos primeiros para uma terça parte dos segundos, porém de forma que a sua composição granulométrica seja a mais conveniente para a compacidade da argamassa.

§ único. Considera-se areia de grão grosso a que, passando por um crivo com orifícios de 5 mm, é retida em crivo com orifícios de 2 mm; e areia fina a que passa no crivo com orifícios de 0,5 mm.

Art. 7.º *Pedra.* — A pedra, de preferência britada, ou seixo anguloso, deverá ser rija, não fendida, não margosa nem geladiça, bem lavada, isenta de substâncias que alterem o cimento e com dimensões variáveis, de forma que, juntamente com a areia, dê a maior compacidade ao betão. Deverão adoptar-se dimensões que permitam a fácil penetração das pedras entre os varões das armaduras e por entre estas e os moldes. As dimensões normais serão as que permitem a passagem por um crivo com orifícios de 4 cm de diâmetro, mas em maciços ou peças volumosas poderão empregar-se pedras com dimensões superiores, que deverão ser fixadas especialmente nos cadernos de encargos.

Art. 8.º *Água.* — A água deverá ser doce, limpa e isenta de substâncias orgânicas, de cloretos ou sulfatos em percentagens prejudiciais, bem como de óleos ácidos ou outras impurezas.

Art. 9.º *Aço.* — O metal a empregar deverá satisfazer as seguintes características:

a) No ensaio de tracção:

A resistência mínima à rotura, referida à área da secção primitiva da barra ensaiada, será de 3:700 kg/cm². O limite mínimo aparente de elasticidade, determi-

nado pela queda da alavanca da máquina de ensaio ou indicador de pressão, será de 0,6 da resistência à rotação; o alongamento mínimo será de $24 \frac{0}{10}$ numa extensão calculada pela fórmula $d = \sqrt{66,67A}$ e em que A é a secção da barra a ensaiar. A zona de estrição deverá estar compreendida naquela extensão;

b) No ensaio à curvatura, a barreta de ensaio deve poder dobrar-se a frio até 180° , sem fractura da parte convexa, sobre uma cavilha de diâmetro igual ao dobro da espessura da barreta;

c) Ser isento de zincagem, pintura, alcatroagem, argila, óleo ou ferrugem solta.

Art. 10.º Betão:

a) Os materiais componentes do betão deverão normalmente medir-se em separado e nas proporções previstas.

O cimento será medido em peso, e a pedra, a areia e a água em volume.

b) A quantidade de água a empregar nas amassaduras será regulada em conformidade com o grau de consistência do betão que se pretende utilizar na obra, e de acordo com a seguinte classificação:

Betão húmido. — Contém só a quantidade de água necessária para humedecer os materiais componentes, de maneira que não fiquem aglutinados; em geral só é empregado em obras com poucas armaduras e que possam ser fortemente apiloadas. A consistência deste betão não poderá ser verificada pelo ensaio ao espalhamento no estrado móvel (ver nota n.º 1).

Betão plástico. — É particularmente empregado nas obras de betão armado e a sua consistência será tal que o resultado do ensaio ao espalhamento não exceda 50 cm.

Betão fluido. — Só muito excepcionalmente deverá ser usado nas obras de betão armado. Contém quantidade de água tal que permite à massa escorrer com facilidade. O ensaio ao espalhamento não deve dar resultado superior a 65 cm.

Será permitido o emprêgo do betão fluido com a condição de se aumentar $20 \frac{0}{10}$ a quantidade de cimento.

Em obras de pequena importância poderá ser verificada a consistência do betão por meio do cone de

Abrams. Neste caso o abaixamento do cone deverá variar normalmente entre 2 a 6 cm (ver nota n.º 2).

c) A dosagem do betão normal será de 300 kg de cimento, 400 l de areia, e 800 l de pedra; podem adoptar-se outras dosagens, mas de forma que a quantidade de cimento por m^3 de betão antes da pêsca e apiloado seja pelo menos 300 kg.

d) A resistência específica, C , do betão normal aos 28 dias será pelo menos de 180 kg/cm^2 .

e) Na construção dos edificios em partes não sujeitas às acções das intempéries ou humidades poderá empregar-se a dosagem de 270 kg de cimento por m^3 de betão, desde que haja especial cuidado na selecção dos materiais e no apiloamento. Excepcionalmente, nas mesmas condições e com prévia autorização da entidade competente, poderá esta quantidade de cimento ser reduzida para 250 kg, desde que a composição granulométrica dos materiais seja convenientemente escolhida, os trabalhos feitos com o maior escrupulo e se observe a doutrina do § único do artigo 21.º quanto aos cálculos, execução e fiscalização dos trabalhos. A resistência específica mínima destes betões deverá ser a mesma que a indicada para o betão normal.

f) Em pontes é obrigatório o emprêgo do betão com, pelo menos, 300 kg de cimento por m^3 .

Art. 11.º *Prova das qualidades dos materiais e do betão.* — Nas obras de grande importância, antes de se iniciarem os trabalhos, deverão ser ensaiados em laboratórios oficiais o cimento, o ferro e o betão feito com os materiais a elas destinados e nas dosagens previstas, de modo que os resultados satisfaçam às condições exigidas nos cadernos de encargos.

CAPÍTULO III

Bases do cálculo — Coeficientes dinâmicos

Art. 12.º *Carga permanente.* — O peso próprio de betão armado será previsto igual a $2:400 kg/m^3$ e as outras cargas permanentes serão determinadas segundo o peso das diferentes partes da construção.

Art. 13.º *Sobrecargas dos edificios.* — Os cálculos das sobrecargas uniformemente distribuídas dos edificios serão baseados nos seguintes valores mínimos:

Coberturas-terraços não acessíveis ao público — 100 kg/m^2 .

Casas de habitação — 200 kg/m^2 .

Escadas e corredores de casas de habitação, coberturas-terraços acessíveis ao público — 250 kg/m^2 .

Escritórios — 300 kg/m^2 .

Edificios públicos, escolas, bancos, grandes armazéns e garages destinadas a automóveis — 400 kg/m^2 .

Salas de reunião e de dança, casas de espectáculo, tribunas, balcões de casas de habitação, escadas e corredores acessíveis ao público, arquivos e arrecadações de livros — 500 kg/m^2 .

Garages públicas para automóveis, camiões ou camionetas com peso até 3:000 kg — 600 kg/m^2 .

Nota 2. — *Ensaio da consistência por meio do cone de Abrams.* — O aparelho necessário para este ensaio consiste num molde tronco-cónico de ferro, devidamente desempenado e liso interiormente, com 20 cm de diâmetro na base maior, 10 cm na base menor e 30 cm de altura.

O ensaio deve ser feito da seguinte forma: coloca-se este molde sobre uma superfície lisa, plana e horizontal, e enche-se com quatro camadas de betão lançadas com a colher; depois do lançamento de cada camada apiloa-se ligeiramente o betão com um varão de ferro de 10 mm de diâmetro terminado em ponta. Concluído o enchimento rasa-se a superfície superior do betão com a colher e levanta-se imediatamente o molde com um movimento vertical, e, por último, mede-se o abaixamento que sofreu o tronco de cone de betão.

Nota 1. — *Ensaio ao espalhamento por meio do estrado móvel.* — A aparelhagem necessária para este ensaio compõe-se:

1.º De um estrado de 70×70 cm revestido superiormente com uma chapa de ferro de 2 mm de espessura, em cujo centro estão gravados dois traços em cruz e uma circunferência de 20 cm de diâmetro. O estrado poderá ser levantado verticalmente por meio de garras e a altura do levantamento ficará limitada a 4 cm por meio de esperas convenientemente dispostas.

2.º De um molde tronco-cónico de chapa de ferro de 2 mm de espessura, 20 cm de altura, 13 cm de diâmetro na base superior e 20 cm na base inferior; o cone é provido de duas pegas e de duas patilhas na base maior.

A experiência deve realizar-se da seguinte forma:

Coloca-se o estrado horizontalmente, de maneira que não sofra deslocamentos ou choques, e limpa-se a chapa de ferro com um pano húmido. Assenta-se em seguida o cone no centro do estrado e procede-se ao seu enchimento com duas camadas de betão. Cada uma dessas camadas deverá ser apiloada com 10 leves pancadas por meio de um pilão de madeira de secção quadrada de 4 cm de lado. Durante a operação de enchimento o operador deve colocar os pés nas duas patilhas do cone, a fim de o firmar bem.

Depois de o cone estar cheio rasa-se com a colher a superfície superior do betão e limpa-se bem a superfície livre do estrado.

Meio minuto depois levanta-se o cone pelas pegas com um movimento vertical e lento.

Em seguida levanta-se o estrado pelas garras, 15 vezes em 15 a 20 segundos, até à altura de 4 cm, deixando-o cair livremente de cada vez. Terminada esta operação medem-se dois diâmetros normais e a medida do espalhamento, em cm, é a média destes dois diâmetros. Para a escolha do grau de consistência do betão devem fazer-se inicialmente 3 experiências, mas durante a operação da betonagem uma experiência por cada ensaio será suficiente.

Em outros edificios, e especialmente nos destinados a indústrias, as sobrecargas serão devidamente estabelecidas e justificadas.

Nos edificios com vários andares, nos cálculos das colunas ou pilares solicitados simultaneamente pelas sobrecargas dos diferentes pavimentos, quando se não preveja que todos êles recebam ao mesmo tempo a sobrecarga máxima, poderá considerar-se a sobrecarga total no primeiro e reduzir esta 10 % por cada andar até atingir 50 % do valor primitivo, valor que se mantém para os andares seguintes.

A pressão do vento deverá ser considerada horizontal e computada segundo as circunstâncias locais em 100 a 150 kg/m² de superfície actuada normalmente à sua direcção, salvo casos reputados especiais que justifiquem outros valores.

Nas regiões em que haja neve ter-se-á em conta o peso desta, considerando-se para êste efeito uma sobrecarga suplementar de 50 kg por m² de superfície horizontal.

Art. 14.º *Sobrecarga das pontes.* — Nas pontes as sobrecargas e mais forças externas serão as estabelecidas no regulamento de pontes metálicas.

Art. 15.º *Ação dinâmica das sobrecargas nos edificios.* — Nas sobrecargas dos edificios já está em geral considerada a influência da acção dinâmica, mas aplicar-se-á um coeficiente dinâmico de 1,25 nos pavimentos ou estruturas onde estejam instalados maquinismos pesados, máquinas em movimento, aparelhos de transporte ou de manutenção mecânica, silos ou outros semelhantes.

Nos pavimentos em que circulam veículos de tracção animal ou mecânica o coeficiente será 1,40 quando se não aplique o disposto no artigo 16.º

Art. 16.º *Coefficiente dinâmico das pontes.* — Os momentos flectores, esforços transversos ou longitudinais dos diferentes elementos de uma ponte, incluindo os aparelhos de apoio, produzidos pela sobrecarga, deverão ser multiplicados pelos coeficientes dinâmicos indicados na tabela seguinte:

Elementos de construção	Estradas	Caminhos de ferro
1. Pontes de vigas ou de pórticos:		
a) Lajes, longarinas, carlingas e vigas principais até 10 metros de vão, directamente ligados à laje	1,1	1,55
b) Vigas principais com mais de 10 metros de vão, directamente ligadas à laje	1,3	1,55
c) Vigas principais que só indirectamente, por intermédio de carlingas, estão ligadas ao tabuleiro	1,2	1,2
2. Pontes de arcos ou abóbadas:		
a) Elementos do tabuleiro mencionados em 1 a), incluindo montantes	1,4	1,55
b) Arcos:		
Até 50 metros de vão	1,2	1,2
Com mais de 50 metros de vão	1,1	1,1
c) Abóbadas:		
Até 50 metros de vão	1,1	1,1
Com mais de 50 metros de vão	1,0	1,1

Nas pontes de estradas o coeficiente 1,3 do n.º 1, alínea b), pode ser reduzido a 1,2, 1,1 e 1,0 respectivamente para vãos de mais 30 m até 50 m, de mais de 50 até 70 m e superiores a 70 m.

Nas mesmas pontes o coeficiente do n.º 1, alínea c), pode ser reduzido a 1,1 para vãos superiores a 30 m.

Quando a altura do balastro nas pontes de caminhos de ferro fôr superior ao mínimo prescrito de 40 cm (artigo 56.º) os coeficientes 1 a) e 2 a) da tabela podem ser reduzidos, considerando-se os seguintes valores:

- Para 0^m,5 de altura, 1,45.
- Para 0^m,75 de altura, 1,30.
- Para 1^m,00 de altura, 1,20.
- Para 1^m,50 de altura, 1,10.

Os valores intermédios serão determinados por interpolação.

Estes coeficientes poderão ainda ser reduzidos 10 %, quando não haja juntas de carris ou estas sejam soldadas, de modo que o seu valor nunca seja inferior a 1,0.

No cálculo dos pilares ou montantes de betão armado, de elementos dos aparelhos de apoio, de articulações e blocos de apoio de betão armado, e na determinação das pressões nas juntas por cima e por baixo dos aparelhos de apoio, ou, não havendo aparelhos de apoio especiais, nas juntas de apoio das vigas com a infraestrutura, deverá ser aplicado o coeficiente dinâmico correspondente à parte da construção suportada.

Não será necessário aplicar o coeficiente dinâmico a:

- a) Sobrecarga produzida por peões ou ciclistas em passadiços ou passagens em que não possam circular veículos;
- b) Sobrecarga sobre aterros por detrás de encontros;
- c) Esforços longitudinais de frenagem.

Art. 17.º *Variações de temperatura e contracção do betão.* — Devem ser tidas em conta as variações da temperatura quando se trata de obras não susceptíveis de se dilatarem livremente (ou que a experiência permita considerar como tais) e quando elas possam produzir tensões consideráveis.

No cálculo dos edificios e obras análogas não se terão, em geral, em conta as variações de temperatura, desde que se deixem juntas de dilatação com uma largura mínima de 5 mm e a distâncias máximas de 15 m nas partes da obra expostas à acção do tempo e de 25 m nas partes resguardadas ou protegidas.

Nos sistemas estaticamente indeterminados, cujas construções se achem expostas a fortes variações de temperatura, tais como pontes, pórticos, arcos e abóbadas, dever-se-á ter em conta nos cálculos um abaixamento de temperatura de - 15° e um aumento de + 15°, proveniente das variações de temperatura do ar ambiente, quando circunstâncias especiais não indiquem que estes limites se devam ampliar. Admite-se que a temperatura média durante a execução é de 15°.

Tais limites poderão pelo contrário ser reduzidos para ± 10° quando os elementos da obra estejam protegidos contra as variações de temperatura do ar ambiente (tal o caso, por exemplo, de um atêrro) ou que tenham espessura superior a 70 cm.

Só em casos excepcionais se tomará em consideração a variação de temperatura desigual dos elementos componentes de uma obra.

O coeficiente de dilatação térmica linear do betão armado será considerado igual a $\frac{1}{10^5}$.

Deverão também ser tidos em consideração, neste género de construções, os esforços resultantes da contracção do betão durante o endurecimento. Esta contracção poderá ser assimilada, quanto aos seus efeitos, a um abaixamento de temperatura de 15°.

Quando a percentagem das armaduras empregadas seja inferior a 0,5 % deverá ser considerado um abaixamento de 20° em vez de 15°. Aquele valor deverá ser somado algebricamente ao efeito de temperatura.

CAPÍTULO IV

Normas gerais de cálculo e limites de fadiga

Art. 18.º *Cálculos de resistência.* — Os cálculos de resistência não podem ser feitos por processos empíricos, mas somente por métodos científicos baseados em dados experimentais.

Para isso as secções heterogéneas do betão armado serão substituídas por secções fictícias homogéneas, resultantes da transformação das secções metálicas em secções equivalentes de betão pela aplicação de um coeficiente de equivalência *m*, dependente da relação entre os coeficientes de elasticidade dos materiais.

Art. 19.º *Determinação das forças externas.* — Os esforços e momentos produzidos pelas forças externas serão determinados tendo em consideração as condições mais desfavoráveis das sobrecargas e mais forças adicionais, nos termos estabelecidos no capítulo III.

Nas construções estáticamente determinadas, as reacções dos apoios, esforços normais e tangenciais e momentos flectores serão calculados segundo as regras da estática.

Nas construções estáticamente indeterminadas, o cálculo das respectivas incógnitas será feito admitindo-se que o betão resiste à tracção e que o seu coeficiente de elasticidade é de $E' = 210:000 \text{ kg/cm}^2$, tanto para tracção como para compressão. O coeficiente de equivalência será:

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 10$$

em que E_a é o coeficiente de elasticidade do aço, igual a $2.100:000 \text{ kg/cm}^2$.

O momento de inércia para a secção total da peça será assim determinado para com o décuplo da secção da armadura correspondente.

§ único. Quando se empreguem cimentos especiais de alta resistência deverão ser tidos em conta os aumentos dos coeficientes de elasticidade pela diminuição conveniente dos valores de *m*, podendo adoptar-se:

$$m = 7 \text{ e } m = 6$$

respectivamente para os cimentos *Portland* de alta resistência e para os cimentos aluminosos.

Art. 20.º *Esforços internos.* — No cálculo das tensões das diferentes partes da construção supor-se-á que as armaduras suportam exclusivamente todos os esforços de tracção e que o respectivo coeficiente de equivalência é $m = 15$, correspondente a um coeficiente de elasticidade do betão $E_b = 140:000 \text{ kg/cm}^2$.

§ único. Pelos motivos expostos no artigo anterior poderão ser tomados $m = 10$ e $m = 9$, respectivamente, para o cimento *Portland* de alta resistência e para os cimentos aluminosos.

Art. 21.º *Limites de fadiga do betão à compressão simples ou à compressão resultante da flexão simples ou composta.* — As tensões admissíveis ou limites de fadiga do betão à compressão são fixados para o betão normal nos números a seguir indicados, ou baseados na resistência *C* ao esmagamento do betão que fôr empregado na obra. Para outras dosagens adoptar-se-á apenas o segundo critério.

Dever-se-á ter sempre em atenção que os cubos devem ser conservados em condições idênticas ao betão da obra.

A) Edifícios

Os limites de fadiga do betão à compressão simples (suportes sem encurvadura) ou à compressão, resultantes da flexão simples ou composta, serão os seguintes:

Natureza da compressão	Limites em Kg/cm^2	
	Em geral	Máximo
a) <i>Compressão simples:</i>		
1) Betão de cimento Portland normal	40	60
2) Betão de cimento de alta resistência	45	
Limite dependente da resistência <i>C</i> de cubos	$\frac{C}{3,5}$	
b) <i>Compressão resultante da flexão simples ou composta:</i>		
1) Betão de cimento Portland normal	45	65
2) Betão de cimento de alta resistência	50	
Limite dependente da resistência <i>C</i> de cubos	$\frac{C}{3}$	

Os limites indicados na alínea b) para a compressão resultante da flexão poderão ter um aumento de 5 kg/cm^2 , nos seguintes casos e por uma só vez:

Secções rectangulares cheias, com 20 cm de altura pelo menos (lajes ou vigas).

Lajes armadas em cruz e lajes fungiformes.

Vigas em T na região dos momentos negativos.

Pórticos, arcos e abóbadas.

Estes mesmos limites da alínea b) serão diminuídos 10 kg/cm^2 nas lajes com menos de 10 cm de espessura.

B) Pontes

Nas pontes os limites de fadiga das diferentes partes da construção serão os seguintes:

Elementos das pontes	Limites em Kg/cm^2			
	Estradas		Caminhos de ferro	
	Em geral	Máximo	Em geral	Máximo
a) <i>Suportes sem encurvadura:</i>				
Betão de cimento Portland normal	35	50	30	40
Limite dependente da resistência <i>C</i>	$\frac{C}{4}$		$\frac{C}{5}$	
b) <i>Lajes, vigas e suportes sujeitos à flexão composta:</i>				
Betão de cimento Portland normal	45	60	40	50
Limite dependente da resistência <i>C</i>	$\frac{C}{3,5}$		$\frac{C}{4}$	
c) <i>Arcos e abóbadas:</i>				
Betão de cimento Portland normal	50	65	45	60
Limite dependente da resistência <i>C</i>	$\frac{C}{3}$		$\frac{C}{3,5}$	

Nas pontes de estradas os limites da alínea b) poderão ser aumentados 5 kg/cm^2 na região dos momentos negativos das vigas em T.

§ único. Para que possam ser aplicados os limites dependentes da resistência *C* dos cubos de betão é indispensável: que o projecto e cálculos sejam rigorosamente feitos; que a execução seja confiada a um construtor com especial competência em obras de betão armado; e que a fiscalização seja dirigida por um engenheiro nas mesmas condições.

Art. 22.º *Limites de fadiga do aço.* — O limite de fadiga do aço à tracção será 1:200 kg/cm²; se se empregarem aços especiais com resistência mínima à ruptura de 4:800 kg/cm² e alongamento mínimo de 18 % poderá o limite de fadiga ser elevado a 1:500 kg/cm².

Nas pontes de estradas este limite só poderá ser aplicado a todos os elementos da secção rectangular e às vigas em T, quando o limite de fadiga do betão à compressão não fôr excedido, isto sem entrar em conta com a resistência da parte da laje que se costuma considerar como interessada na compressão.

Nas pontes de caminhos de ferro manter-se-á o limite de 1:200 kg/cm².

Art. 23.º *Tensões tangenciais.* — As tensões tangenciais ou de escorregamento deverão ser verificadas em todos os elementos ou partes de construções de betão armado solicitadas à flexão e serão calculadas, sem se ter em conta os varões inclinados ou os estribos, pela fórmula:

$$\frac{T}{bz}$$

em que *T* é o esforço transversal na secção considerada, *b* a largura da secção rectangular ou a largura da alma nas secções em T e *z* o braço da alavanca do binário das forças elásticas.

Quando a tensão fôr superior a 6 kg/cm² nas lajes ou 4 kg/cm² nas vigas rectangulares ou em T e nos pórticos, sem ir além de 14 kg/cm², será necessário demonstrar, pelo cálculo, que na peça considerada existem convenientemente distribuídos varões inclinados ou estribos, ou ambas as cousas, capazes de resistir, só por si e pela sua resistência à tracção, a todas as tensões tangenciais.

Quando a tensão fôr superior a 14 kg/cm² será preciso aumentar a secção da peça até se obter um valor que não exceda este limite.

Nos betões de cimento de alta resistência os limites acima indicados de 4, 6 e 14 kg/cm² poderão ser elevados respectivamente a 5,5, 8 e 16 kg/cm².

Para a resistência aos esforços transversos convirá que seja dobrado a 45º o maior número possível de varões que não forem necessários para a resistência aos momentos flectores.

Art. 24.º *Tensões de aderência.* — Quando só existam varões rectilíneos, com ou sem estribos, a tensão de aderência será calculada pela fórmula:

$$\frac{T}{uz}$$

em que *u* é o perímetro total das secções dos varões na secção considerada.

O limite da tensão de aderência será de 5 kg/cm².

No caso em que haja varões dobrados que, juntamente com os estribos, possam resistir à totalidade das tensões oblíquas de tracção, bastará entrar em conta com metade do esforço transversal no cálculo das tensões de aderência das armaduras de tracção.

Não é necessário o cálculo de aderência para as armaduras de compressão.

Se a tensão de aderência exceder 5 kg/cm² empregarem-se varões de menor diâmetro, ou adoptar-se-ão disposições especiais convenientes nas extremidades dos varões, tais como placas ou varões de travamento, ganchos ou equivalentes.

Art. 25.º *Deformações.* — O cálculo das deformações será baseado nas hipóteses mencionadas no artigo 19.º para a determinação das quantidades estáticamente determinadas.

CAPITULO V

Lajes armadas em uma direcção

Art. 26.º *Vãos, espessura mínima e altura útil.* — Nas lajes de um só vão, simplesmente apoiadas ou encastradas, será considerado como vão teórico *l*, ou vão para o cálculo, o vão real aumentado com a espessura *e* da laje a meio.

Nas lajes contínuas o vão teórico *l* será a distância entre eixos dos apoios.

A espessura mínima *e* das lajes será de 7 cm nos edificios, com excepção das destinadas a coberturas ou ao serviço de reparações e limpeza, nas quais poderá descer até 5 cm, e do disposto no artigo 44.º; nas pontes será a indicada no artigo 56.º

A altura útil *h* da laje, isto é, a distância da sua face comprimida ao centro da gravidade da armadura tensa, deverá ter o mínimo de $\frac{1}{35}$ do vão nas lajes simplesmente apoiadas em ambos os extremos, e $\frac{1}{35}$ da maior distância entre os pontos de momento nulo nas lajes contínuas ou encastradas. Se esta distância não fôr calculada poderá ser considerada igual a $\frac{4}{5}$ do vão.

Nas lajes unicamente destinadas para serviços de reparação e limpeza os valores de *h* poderão ser reduzidos a $\frac{1}{40}$.

Art. 27.º *Momentos flectores nas lajes contínuas.* — Os momentos flectores nas lajes contínuas poderão, de modo geral, calcular-se como nas vigas contínuas sobre apoios de rotação livre.

§ 1.º *Momentos negativos nos tramos.* — Nas lajes vigadas, em consequência da resistência à torsão das vigas; bastará admitir-se, para os momentos negativos nos tramos devidos à sobrecarga, metade dos valores dados pelo cálculo.

§ 2.º *Momento positivo mínimo nos tramos.* — No caso em que se obtiver, para o maior momento positivo num tramo, um valor menor do que o correspondente ao encastramento completo nas duas extremidades tomar-se-á este último valor para base do cálculo da secção transversal.

§ 3.º *Encastramento nos apoios extremos.* — No cálculo dos momentos flectores nos vãos extremos só se poderá admitir um encastramento nos apoios extremos, no grau em que este encastramento estiver assegurado por disposições construtivas e possa ser demonstrado pelo cálculo.

Art. 28.º *Distribuição de sobrecargas concentradas.* — Uma sobrecarga concentrada, com uma superfície de apoio rectangular *a*₁ × *b*₁, em que *a*₁ é considerada na direcção da armadura principal e *b*₁ na direcção da armadura secundária, que actua sobre a laje de vão *l* através de uma camada intermédia de espessura *e*', poderá tomar-se como uniformemente distribuída sobre uma área *a* × *b* de lados *a* e *b*, respectivamente paralelos a *a*₁ e *b*₁.

A laje será calculada como uma viga de largura *b*.

a) *Cálculo da flexão.* — No cálculo da flexão considerar-se-á:

$$a = a_1 + 2e'$$

$$b = b_1 + 2e' \quad \text{ou} \quad b = \frac{2}{3} l$$

podendo escolher-se para *b* o maior valor sujeito à condição:

$$b \leq b_1 + 2e' + 2,0 \text{ (em metros)}$$

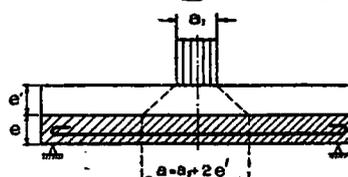


FIG. 1

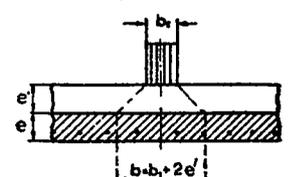


FIG. 2

Estas fórmulas são também aplicáveis quando seja $e' = 0$.

A armadura secundária deverá estar em relação com a armadura principal determinada pela sobrecarga, conforme a expressão:

$$0,10 + 0,1 [b - (b_1 + 2e')]$$

em que b , b_1 e e' são expressos em metros.

b) *Cálculo do esforço transverso.* — Para o cálculo do esforço transverso tomar-se-á o mesmo valor de a , e o de b será:

$$b = b_1 + 2e' \text{ ou } b = \frac{1}{3} l$$

podendo-se escolher o maior valor sujeito à condição:

$$b \leq b_1 + 2e' + 1,0 \text{ (em metros)}$$

Para a sobrecarga junta ao apoio poder-se-á considerar:

$$b = 5 e, \text{ em que } e \text{ será a espessura da laje.}$$

No caso em que haja várias sobrecargas concentradas e as larguras de distribuição sejam superiores aos respectivos intervalos admitir-se-á como largura total de distribuição a soma dos intervalos, aumentada do dôbro da espessura da camada que cobre a laje até à face inferior das sobrecargas.

Art. 29.º *Disposições construtivas.* — O intervalo entre os varões da armadura principal ou de resistência na região dos momentos máximos, não deverá ser superior a uma vez e meia a espessura da laje, com um máximo de 15 cm.

A armadura secundária ou de distribuição deverá ter por m² de superfície de laje uma secção não inferior a 25 % da secção da armadura de resistência na mesma superfície e compreender por metro corrente, pelo menos, 4 varões de 6 mm de diâmetro ou um número maior com secção total igual à dos 4 varões.

Os varões da armadura, que se dobram para a face superior ou para a face inferior, deverão sê-lo só nos pontos determinados analítica ou graficamente, onde a sua acção se torne dispensável para a resistência aos esforços principais.

Os varões dobrados das lajes contínuas, que são utilizados para a resistência aos momentos negativos, deverão ser suficientemente prolongados nos tramos contíguos; no caso de vãos iguais e quando se não faça uma verificação exacta deverão ir em média até $\frac{1}{5}$ de cada vão.

A entrega da laje nos apoios de alvenaria deverá ser, pelo menos, igual à sua espessura no meio com um mínimo de 7 cm.

A espessura mínima da camada de betão que cobre os varões das armaduras deverá ser, pelo menos, de 1 cm, e nas construções ao ar livre de 1,5 cm.

No caso de a laje poder estar exposta à acção de líquidos, gases ou vapores nocivos, ou a temperaturas elevadas, a espessura deverá ser convenientemente aumentada e nunca inferior a 2 cm. No caso de estar exposta à acção da água do mar esta espessura será pelo menos de 4 cm.

CAPITULO VI

Lajes armadas em cruz

Art. 30.º *Vãos. Espessura mínima e altura útil.* — O vão teórico l e a espessura mínima e das lajes rectangulares armadas em cruz, isto é, com duas armaduras de resistência dispostas ortogonalmente, serão os prescritos no artigo 26.º para lajes armadas em uma só direcção.

A altura útil h será, pelo menos, $\frac{1}{50}$ do vão menor nas lajes simplesmente apoiadas em todos os lados e $\frac{1}{60}$ nas lajes encastradas ou contínuas, quando a relação entre o lado maior l_2 e o outro lado l_1 não exceder 1,5; no caso contrário aplicar-se-á o estabelecido no artigo 26.º para lajes armadas em uma só direcção.

Art. 31.º *Processo de cálculo.* — As lajes armadas em cruz, quando não forem calculadas por processos baseados na teoria das placas, sê-lo-ão pelo processo simplificado de Marcus.

Para isto decompor-se-á a carga q uniformemente distribuída em duas q_1 e q_2 ($q = q_1 + q_2$), de modo que seja a mesma a flecha no centro da laje para duas faixas de igual largura paralelas aos lados l_1 e l_2 , que se cruzem nesse centro, e estejam sujeitas respectivamente às cargas $q_1 l_1$ e $q_2 l_2$.

Cada uma das faixas poderá ser livremente apoiada nos dois lados, ou encastrada em um ou em ambos os lados, e supor-se-á que os momentos de inércia são os mesmos nas duas direcções.

Os momentos flectores, M_1 e M_2 , calculados para as cargas unitárias q_1 e q_2 nas respectivas direcções e considerada a natureza dos apoios, serão multiplicados por coeficientes de redução n que dependem da relação $\frac{l_2}{l_1}$ e das condições dos mesmos apoios.

a) *Lajes simplesmente apoiadas nos quatro lados.* — Nas lajes simplesmente apoiadas nos quatro lados e em que os cantos estão ligados aos apoios ou a lajes contíguas os princípios acima indicados levam às seguintes fórmulas:

$$\alpha = \frac{l_2}{l_1}$$

$$q_1 = q \cdot \frac{\alpha^4}{1 + \alpha^4} \quad q_2 = q \cdot \frac{1}{1 + \alpha^4}$$

$$M_1 = \frac{1}{8} \cdot q_1 l_1^2 n \quad M_2 = \frac{1}{8} q_2 l_2^2 n$$

em que
$$n = 1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{\alpha^2}{1 + \alpha^4}$$

No caso de não existir tal ligação dos cantos, será o coeficiente n substituído por $\frac{1}{2} (1 + n)$, o que dará para o caso particular de uma laje quadrada o seguinte momento a meio:

$$M = \frac{ql^2}{20}$$

Poder-se-á, porém, dispensar esta substituição do valor de n nas fórmulas anteriores, desde que se apliquem nos cantos, e numa extensão de $\frac{1}{5}$ do vão para cada lado, armaduras adicionais capazes de lhe impedir o levantamento.

Estas armaduras serão colocadas, na parte inferior, paralelamente aos lados ou perpendicularmente à diagonal e, na parte superior, paralelamente à diagonal, e as secções por metro corrente serão iguais à maior secção das armaduras no centro da placa.

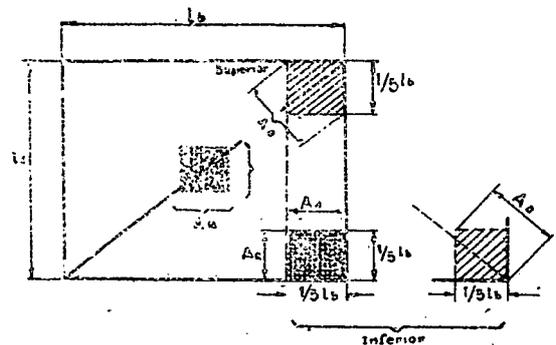


FIG. 3

b) *Lajes encastradas nos quatro lados.* — Nas lajes encastradas nos quatro lados, q_1 e q_2 conservam os mesmos valores, e as restantes fórmulas aplicáveis são:

$$M_1 = \frac{1}{24} q_1 l_1^2 n \quad M_2 = \frac{1}{24} q_2 l_2^2 n$$

$$n = 1 - \frac{5}{18} \frac{a^2}{1 + a^4}$$

Momentos nos apoios:

$$M'_1 = -\frac{1}{12} q_1 l_1^2 \quad M'_2 = -\frac{1}{24} q l_1^2$$

Estes momentos de encastramento não sofrem redução.

§ único. As reacções dos apoios poderão ser consideradas como uniformemente distribuídas, mas sujeitas aos valores mínimos:

$$qA_1 \text{ e } qA_2$$

em que A_1 é a área de um dos triângulos isósceles construídos sobre o lado l_1 ($l_1 \leq l_2$) com linhas a 45° sobre os lados do rectângulo e A_2 a área de um dos trapézios isósceles que completam o rectângulo e têm como bases o lado l_2 e a linha mediana que reúne os vértices dos dois triângulos.

CAPÍTULO VII

Vigas rectangulares e em T

Art. 32.º *Vãos.* — Nas vigas simplesmente apoiadas nos dois lados o vão teórico l , isto é, o vão para efeitos de cálculo, será a distância entre eixos dos apoios e , se estes forem consideravelmente largos, será o vão real aumentado 5 %.

Nas vigas contínuas os vãos serão as distâncias entre eixos dos apoios.

Se a largura de qualquer apoio for menor do que 5 % do vão real, será preciso demonstrar a sua segurança.

Art. 33.º *Momentos flectores nas vigas contínuas.* — Os momentos flectores nas vigas contínuas de betão armado poderão, em geral, ser calculados como nas vigas contínuas sobre apoios de rotação livre.

§ único. *Momentos positivos mínimos nos tramos.* — Se, pela aplicação do cálculo, se obtiver para o maior momento positivo em um tramo um valor menor do que o correspondente a um encastramento perfeito de ambos os lados, será este último valor que servirá para a determinação da secção transversal.

Art. 34.º *Espessura das lajes vigadas e largura das vigas em T.* — Para que uma laje possa ser considerada no cálculo de uma viga deverá ter, pelo menos, 7 cm de espessura.

a) Nos cálculos das dimensões das vigas e respectivas tensões a largura b , admissível para a parte interessada na compressão, e se houver lajes de ambos os lados (fig. 4), não poderá exceder o menor dos seguintes valores:

$$b_0 + 12e + 2b_1 \quad , \quad l \quad , \quad \frac{L}{2}$$

em que b_0 é a largura da viga, e a espessura da laje, b_1 o comprimento do esquadro, l a distância entre os meios da laje e L o vão da viga.

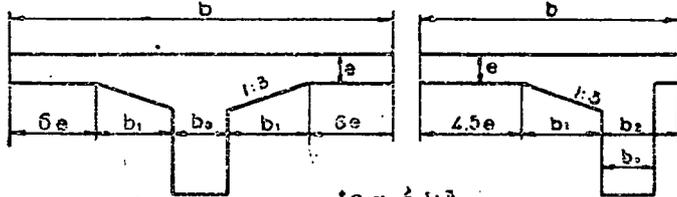


Fig. 4

Fig. 5

No caso das vigas com laje só de um lado, ou assimetricamente disposta (fig. 5), b não poderá exceder o menor dos seguintes valores:

$$b_1 + 4,5e + b_2 \quad , \quad b_2 + \frac{l'}{2} \quad , \quad \frac{L}{4}$$

em que l' é o intervalo ou distância livre entre as vigas.

b) Nos cálculos das incógnitas hiperestáticas e das deformações o valor será nas vigas com laje de ambos os lados:

$$b = b_0 + 6e + 2b_1 \text{ mas } \leq l$$

e nas vigas com laje de um único lado ou assimetricamente disposta:

$$b = b_1 + 2,25e + b_2 \text{ mas } \leq b_2 + \frac{l'}{2}$$

§ único. Quando a laje e a viga estiverem ligadas por esquadros deverão estes ter uma inclinação sobre a horizontal igual ou superior a 1 : 3 e um comprimento b , no máximo igual a $3e$; quando o comprimento for superior a $3e$ poder-se-á ter em conta a parte reforçada que caiba dentro das condições indicadas. Se a inclinação for menor que 1 : 3 será considerado $b_1 = 0$, como se não houvesse esquadros.

Art. 35.º *Altura útil com esquadros de reforço.* — Em lajes ligadas a vigas rectangulares, em vigas rectangulares ligadas a outras vigas ou suportes, e desde que as ligações se façam com esquadros, a altura útil, h , da laje ou da viga, para o cálculo da respectiva resistência ao momento flector no apoio, não se deverá considerar maior do que a correspondente a uma inclinação 1 : 3 dos referidos esquadros.

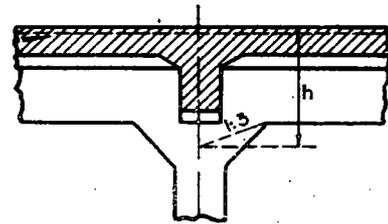


Fig. 6

Quando não haja esquadros não se poderá admitir nenhum aumento de altura útil dentro dos apoios.

Art. 36.º *Disposições construtivas.* — O intervalo entre os varões das vigas em todas as direcções deverá ser igual, pelo menos, ao seu diâmetro e nunca inferior a 2 cm.

Não sendo possível evitar um intervalo menor deverão as armaduras envolver-se em argamassa rica de cimento.

Deverá evitar-se tanto quanto possível colocar as armaduras em mais de duas camadas.

Nas lajes vigadas, quando as armaduras principais forem paralelas às vigas, dever-se-á colocar, superior e ortogonalmente, na largura interessada na compressão da viga nos termos do artigo 34.º, varões especiais que assegurem a solidariedade dos dois elementos e, pelo menos, 10 varões de 6 mm de diâmetro ou secção equivalente por metro linear de viga.

Para a resistência ao esforço transverso, mesmo no caso de vigas simplesmente apoiadas nas suas extremidades, dobrar-se-ão sempre alguns varões da armadura de tracção nas proximidades e por cima dos apoios.

Nas vigas, quer de secção rectangular quer de secção em T, colocar-se-ão sempre estribos para assegurar a ligação entre a região comprimida e a tensa.

A camada de betão para cobrir os estribos deverá ter, por todos os lados, uma espessura mínima de 1,5 cm e em obras expostas 2 cm.

Quando se trate de obras muito importantes, como pontes, diques e tantas outras, em condições excepcionalmente difíceis, poderão ser exigidas espessuras superiores a 2 cm.

CAPITULO VIII

Suportes, pilares e colunas

Art. 37.º *Suportes ordinários e suportes reforçados.* — Os suportes de betão armado (pilares e colunas) deverão ter sempre uma armadura transversal fornada por cintas que envolvam a armadura longitudinal.

Nos *suportes ordinários* ou usuais as cintas poderão ser poligonais ou circulares, com os intervalos de eixo a eixo que não excedam nem a menor dimensão da secção transversal nem 12 vezes o diâmetro dos varões longitudinais.

Os *suportes reforçados* deverão ter um núcleo circular com armadura transversal formada de cintas circulares, ou de uma cinta helicoidal, tais que o intervalo entre os eixos das cintas circulares, ou o passo da hélice, não exceda nem $\frac{1}{5}$ do diâmetro d do núcleo de betão nem 8 cm.

Art. 38.º *Cálculo da compressão simples:*

a) *Suportes ordinários.* — No cálculo dos suportes ordinários sem encurvadura (ver artigo 39.º) será considerada, nos termos do disposto nos artigos 18.º e 19.º, uma secção fictícia ou ideal A_i dada pela fórmula:

$$A_i = A_b + 15 A'_a$$

na qual

A_b = área da secção transversal do betão sem redução das armaduras;

A'_a = área da secção da armadura longitudinal.

A carga axial S será obtida pela seguinte fórmula:

$$S = R'_b \cdot A_i$$

em que R'_b é a tensão do betão, que não poderá exceder o respectivo limite de fadiga à compressão simples.

A secção mínima da armadura longitudinal A'_a dependerá da relação $\frac{h}{a}$ entre a altura h do suporte e a sua menor dimensão transversal a ; para $\frac{h}{a} = 5$ será $A'_a = 0,005 A_b$ e para $\frac{h}{a} \geq 10$ será $A'_a = 0,008 A_b$; os valores intermédios serão determinados por interpolação.

A secção máxima será $A'_a = 0,06 A_b$.

Se fôr necessário adoptar para o suporte uma secção superior à exigida pelo cálculo, a percentagem da armadura deverá recair sobre a secção teórica calculada e não sobre a que se tiver de empregar.

b) *Suportes reforçados.* — Nos suportes reforçados, nos termos do disposto no artigo anterior, a secção fictícia ou ideal A'_i a considerar será:

$$A'_i = A'_b + 15 (A_c + 3 A_e)$$

em que

A'_b = área da secção do núcleo de betão limitado pelos eixos dos varões da armadura transversal;

$A_e = \frac{\pi df}{c}$ = área da secção de uma armadura longitudinal fictícia correspondente à armadura transversal;

d = diâmetro do núcleo cintado;

f = secção do varão das cintas;

c = distância entre os eixos das cintas, medida longitudinalmente.

A carga axial S será:

$$S = R'_b \cdot A'_i$$

em que a tensão da compressão R'_b do betão não poderá ser superior ao limite de fadiga.

A secção A'_a da armadura longitudinal deverá ser igual ou maior do que os seguintes valores:

$$0,008 A_b, \quad \frac{1}{3} A_c$$

e no máximo igual a:

$$0,08 A_b$$

Além disso deverá a secção ideal A'_i ser igual no máximo ao dôbro da secção ideal A_i dos suportes ordinários.

§ 1.º Estas fórmulas também serão aplicadas no caso de se empregarem aços especiais de alta resistência.

§ 2.º Os suportes com cintas quadradas ou rectangulares serão calculados como suportes ordinários, isto é, com a fórmula da alínea a).

Art. 39.º *Encurvadura com compressão simples.* — A resistência à encurvadura dos suportes com carga axial deverá ser verificada quando a altura fôr superior a 15 vezes a menor dimensão da secção transversal nos suportes ordinários e a 13 vezes o diâmetro d nos suportes reforçados.

Com êsse fim, em vez de fórmulas especiais da *Resistência de Materiais*, como a de Rankine, e outras, poderão aplicar-se as fórmulas do artigo anterior, reduzindo-se o limite de fadiga do betão à compressão pela sua divisão por um coeficiente n , ou, o que é o mesmo, calculando a secção para uma carga igual a nS . Este coeficiente n , que depende da relação entre a altura h do suporte e do lado menor a da secção transversal nos suportes rectangulares ou do diâmetro d nos suportes reforçados, é dado pela seguinte tabela:

$\frac{h}{a}$ ou $\frac{h}{d}$	Coeficiente de redução n
a) <i>Suportes ordinários:</i>	
15	1,00
20	1,25
25	1,75
30	2,45
35	3,40
40	4,40
b) <i>Suportes reforçados:</i>	
13	1,00
20	1,70
25	2,70

Os valores intermédios serão obtidos por interpolação linear.

Se nos suportes de secção rectangular as condições da obra impedirem a encurvadura no plano do momento de inércia mínimo, poder-se-á tomar para a o lado maior.

Nos edifícios será considerada como altura do suporte a distância entre os pavimentos dos andares.

Art. 40.º *Compressão excêntrica.* — As tensões nos suportes carregados excêntricamente, quando a influência do momento flector, M , fôr pequena em relação à força longitudinal, poderão ser calculadas pelas expressões:

$$\frac{S}{A_i} \pm \frac{Mv}{I}$$

nos suportes ordinários, e pela expressão:

$$\frac{S}{A'_i} \pm \frac{Mv}{I}$$

nos suportes reforçados, as quais não devem exceder os limites indicados nas alíneas b) das tabelas do artigo 21.º

Estas fórmulas poderão ser aplicadas, não só quando o ponto de passagem da força longitudinal estiver dentro do núcleo central, como quando cair fora, desde que a tensão de tracção não exceda $\frac{1}{4}$ da tensão de compressão na mesma secção; no caso contrário a região do betão submetida à tracção deverá ser eliminada no cálculo das tensões.

O valor do módulo de resistência $\frac{I}{v}$ deverá ser considerado para a secção $A_i = A_b + 15A'_a$.

As armaduras deverão ser sempre calculadas de modo que resistam à totalidade dos esforços de tracção sem intervenção do betão.

Art. 41.º *Encurvadura com compressão excêntrica.* — Feito o cálculo indicado no artigo anterior, deverá em seguida ser verificada a resistência à encurvadura, aplicando-se o disposto no artigo 39.º às equações do artigo 38.º, isto é, verificar-se-á se a tensão $R'_b = \frac{nS}{A_i}$ ou $R'_b = \frac{nS}{A'_i}$, segundo o caso, não excede o limite de fadiga do betão à compressão.

Art. 42.º *Disposições construtivas.* — A dimensão transversal mínima dos suportes deverá ser $\frac{1}{20}$ da respectiva altura, com um mínimo de 20 cm; exceptuam-se casos especiais.

Será conveniente dobrar em ângulo recto as extremidades dos varões longitudinais.

A espessura da camada de betão que cobrir as cintas não deverá ser inferior a 1,5 cm e a 2 cm em obras exteriores. Estes mínimos deverão ser aumentados nos suportes destinados a obras marítimas e nos sujeitos a perigos de incêndio ou a ataques de fumos ou vapores corrosivos.

CAPITULO IX

Edifícios

Art. 43.º *Lajes contínuas de vãos iguais. Momentos flectores.* — Nas lajes contínuas de edifícios, com vãos iguais (ou com vãos desiguais, se o menor não fôr inferior a 0,8 do maior) e para uma carga uniforme q , os momentos flectores poderão ser calculados pelas fórmulas que seguem:

a) *Momentos positivos a meio dos vãos:*

1.º No caso de haver esquadros de concordância das lajes com os apoios com um comprimento mínimo de $\frac{1}{10} l$ e uma altura mínima de $\frac{1}{30} l$ os momentos serão:

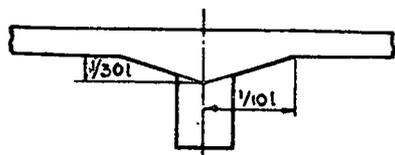


Fig. 7

Nos vãos extremos $M_{max.} = \frac{1}{12} ql^2$

Nos vãos intermédios $M_{max.} = \frac{1}{18} ql^2$

2.º Não havendo esquadros ou sendo estes inferiores aos mínimos indicados:

Nos vãos extremos $M_{max.} = \frac{1}{11} ql^2$

Nos vãos intermédios $M_{max.} = \frac{1}{15} ql^2$

b) *Momentos nos apoios (para ambos os casos anteriores):*

1.º Havendo só 2 vãos, no apoio central:

$$M = -\frac{1}{8} ql^2$$

2.º Para 3 ou mais vãos:

No segundo e penúltimo apoios $M = -\frac{1}{9} ql^2$

Nos apoios intermédios $M = -\frac{1}{10} ql^2$

c) *Momentos negativos a meio dos vãos:*

$$M_{min.} = -\frac{l^2}{24} \left(p - \frac{s}{2} \right)$$

em que p e s são respectivamente a carga permanente e a sobrecarga.

No caso de vãos desiguais, l será nesta última equação, e para todos os tramos, o vão maior e nas equações da alínea b) considerar-se-á l a média aritmética dos vãos contíguos aos apoios.

Art. 44.º *Lajes sem nervuras ou fungiformes:*

a) *Definição.* — São consideradas lajes sem nervuras ou fungiformes as lajes contínuas que se apoiam directamente sobre capitéis de pilares ou colunas, com as quais são solidárias, sem interposição de vigas ou nervuras.

b) *Dimensões mínimas.* — A espessura de lajes fungiformes em pavimentos não deverá ser inferior a 15 cm, salvo casos excepcionais devidamente justificados.

O lado ou diâmetro das colunas ou pilares não deve ser inferior à maior das seguintes dimensões:

- $\frac{1}{20}$ da distância entre eixos das colunas, medida na direcção considerada.
- $\frac{1}{15}$ da menor altura dos dois andares adjacentes à laje.
- Ou 30 cm.

Os capitéis dos suportes, que deminuem a acção dos esforços transversos e asseguram uma melhor transmissão das reacções do apoios, terão a forma de troncos de pirâmide ou de cone e a sua largura ou diâmetro, na face inferior da laje, deverá ser, pelo menos, $\frac{2}{3} l$ (fig. 8), caso a laje não seja reforçada nessa zona.

Quando a laje tiver um reforço na sua face inferior, junto aos capitéis, com uma espessura igual a metade da sua própria espessura e com uma largura não inferior a $0,4 l$, as dimensões dos capitéis serão as indicadas nas figs. 9 e 10.

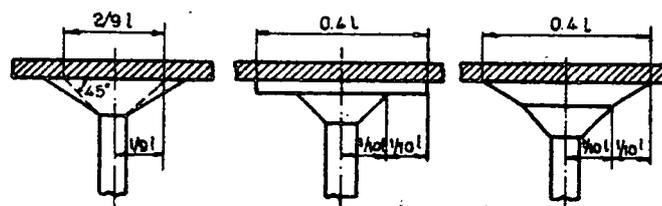


Fig. 8

Fig. 9

Fig. 10

A inclinação dos capitéis em relação à horizontal não deverá ser inferior a 45º, não se considerando para efeitos do cálculo as partes que excederem este limite.

c) *Processos de cálculo.* — As lajes fungiformes serão calculadas por processos rigorosos, baseados na teoria das placas, tendo em consideração os momentos de torção, ou por métodos suficientemente aproximados

considerando-as como pórticos múltiplos (ver nota n.º 3).

Neste caso dever-se-á supor a laje dividida em duas séries de vigas ou pórticos fictícios transversais e longitudinais, e que serão calculados nestas duas direcções ortogonais, de forma que em cada direcção possam suportar a carga total $q = p + s$ nas posições mais desfavoráveis, sem a decomposição da carga que se considera nas lajes armadas em cruz.

As armaduras serão calculadas para cada direcção, tendo porém em atenção que se deverá considerar como secção eficaz de um varão, cujo eixo forme com qualquer plano secante da laje um certo ângulo, a secção normal do varão multiplicada pelo cosseno desse ângulo.

Na determinação dos momentos flectores dos pórticos fictícios bastará somente ter em conta a resistência à flexão dos dois andares contíguos à laje, o superior e o inferior.

Os momentos flectores assim calculados não serão considerados como distribuídos uniformemente em toda a largura de cada painel, e por isso, na determinação das tensões produzidas, supor-se-ão distribuídos ficticiamente em cada direcção, em três faixas, uma central C com a largura de $\frac{l}{2}$ e duas laterais B , com a largura de $\frac{l}{4}$, em que l é a dimensão do painel na

Nota 3. — Além dos dois processos indicados, pode ainda empregar-se um outro suficientemente aproximado, quando as distâncias entre os suportes sejam iguais em cada direcção, e em que os painéis se apresentam quadrados, ou quando os painéis sejam rectangulares, com o lado menor igual, pelo menos, a 0,8 do maior.

As fórmulas a empregar para o cálculo dos momentos flectores, nas quais

- p = peso por m^2 ,
- s = sobrecarga uniformemente distribuída por m^2 ,
- l = vão e, no caso de painéis rectangulares, l é o vão l_1 ou l_2 segundo a direcção considerada,

são as seguintes:

A) *Momentos nas lajes, referidos a faixas de 1 m da largura:*

a) Momentos positivos nos painéis intermédios ou internos (secções 3, 5 e 7) ao meio dos tramos (fig. 12).

$$\text{Faixas centrais } C \text{ e } D \quad M = l^2 \left(\frac{p}{32} + \frac{s}{16} \right)$$

$$\text{Faixas laterais } B \text{ e } E \quad M = l^2 \left(\frac{p}{26} + \frac{s}{13} \right)$$

b) Momentos positivos nos painéis extremos (secção 1), ao meio do tramo.

$$\text{Faixas centrais } C \text{ e } D \quad M = l^2 \left(\frac{p}{16} + \frac{s}{13} \right)$$

$$\text{Faixas laterais } B \text{ e } E \quad M = l^2 \left(\frac{p}{13} + \frac{s}{11} \right)$$

Estas duas últimas fórmulas dos painéis extremos aplicam-se a lajes apoiadas em muros periféricos (sem pilares) ou sobre pilares periféricos com articulações. Quando estes pilares são solidários com as lajes e há vigas contínuas ligadas às lajes (secção 9), os valores neste caso serão respectivamente:

$$M = l^2 \left(\frac{p}{20} + \frac{s}{16,25} \right)$$

$$M = l^2 \left(\frac{p}{16,25} + \frac{s}{13,75} \right)$$

c) Momentos negativos ao longo da primeira fila interna dos apoios (secções 2 e 8).

$$\text{Faixas centrais } C \text{ e } D \quad M = -\frac{l^2}{24} (p + s)$$

$$\text{Faixas laterais } B \text{ e } E \quad M = -\frac{l^2}{8} (p + s)$$

direcção perpendicular àquela que se estiver considerando:

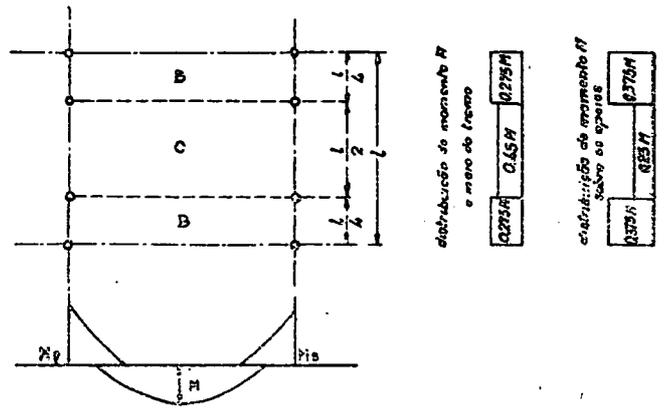


FIG. 11

Estas divisões correspondem sensivelmente aos pontos de inflexão, isto é, de momento nulo.

Os momentos flectores calculados ao meio dos tramos, em geral positivos, serão distribuídos entre a faixa central C e as duas laterais B , na proporção respectivamente de 45 % e 55 %, e para os momentos nos suportes aquelas proporções tomar-se-ão de 25 % e 75 %.

Quando o bordo da laje se apia continuamente sobre um muro ou parede considerar-se-á para largura da faixa contígua ao bordo respectivamente $\frac{3}{4}l$ e para a armadura correspondente poder-se-á admitir $\frac{1}{4}$ da

d) Momentos negativos ao longo das restantes filas (secções 4 e 6):

$$\text{Faixas centrais } C \text{ e } D \quad M = -\frac{l^2}{30} (p + s)$$

$$\text{Faixas laterais } B \text{ e } E \quad M = -\frac{l^2}{10} (p + s)$$

§ 1.º Para aplicação das fórmulas das alíneas a) e b), que dão os momentos ao meio dos tramos, supõe-se que a laje é reforçada junto aos capitéis dos pilares ou colunas, segundo as figs. 9 e 10 da alínea b); no caso contrário, fig. 8, os valores calculados serão aumentados 25 %.

§ 2.º Na faixa extrema A poder-se-ão adoptar, para a determinação das secções, $\frac{3}{4}$ dos momentos calculados para a faixa C .

B) *Momentos nos suportes nas construções em andares:*
Os momentos nestes suportes poderão calcular-se pelas fórmulas seguintes:

a) Momentos no extremo superior do suporte inferior:

$$M = \mp S \frac{l}{12} \cdot \frac{c_i}{c_s + 1 + c_i}$$

b) Momentos na base do suporte superior:

$$m = \pm S \frac{l}{12} \cdot \frac{c_s}{c_s + 1 + c_i}$$

Nestas fórmulas são:

S = sobrecarga total do painel

$$c_s = \frac{l}{h_s} \times \frac{I_s}{I_b} \quad c_i = \frac{l}{h_i} \times \frac{I_i}{I_b}$$

I_b = momento de inércia da secção da laje segundo a largura do painel.

I_s e I_i = momentos de inércia das secções, respectivamente do suporte superior e do inferior.

h_s e h_i = altura dos suportes superior e inferior (altura dos andares).

Estas fórmulas poderão aplicar-se a suportes periféricos ou de contorno, quando sejam solidários com as lajes, devendo substituir-se neste caso S por $Q = (P + S)$, em que P é o peso próprio do painel.

secção das armaduras calculadas para uma das faixas centrais interiores.

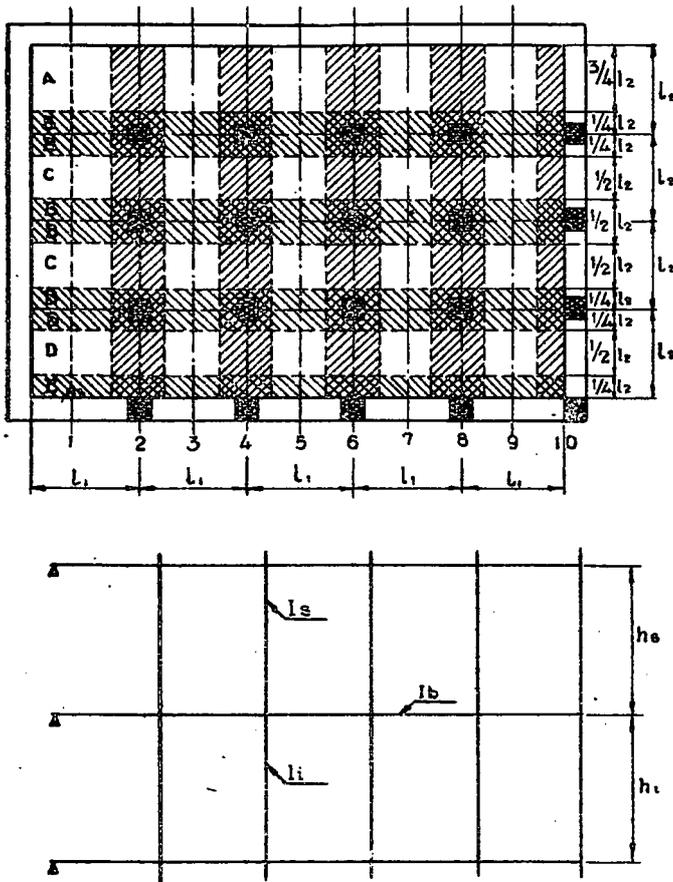


FIG. 12

Os suportes serão calculados como prumos de pórticos, segundo o disposto no artigo 40.º, isto é, não só para resistir à carga vertical como aos momentos flectores.

d) Disposições construtivas. — As armaduras serão colocadas como nas vigas contínuas, atendendo-se à variação dos momentos flectores e esforços transversos.

Dispõem-se em geral segundo faixas paralelas às filas de suportes ou lados dos painéis formados pelos mesmos suportes (duas direcções) ou paralelas a estes lados e às diagonais dos painéis (quatro direcções).

Art. 45.º Vigas contínuas:

a) Momentos negativos nos tramos. — As vigas em T contínuas dos edifícios, rigidamente ligadas a outras vigas principais ou suportes, poderão ser calculadas segundo a teoria das vigas contínuas, mas, em consequência da resistência à torção das infraestruturas e da resistência à flexão dos suportes, poder-se-á adoptar para momentos negativos nos tramos devidos à sobrecarga sòmente $\frac{2}{3}$ dos valores dados pelo cálculo.

No caso de vãos iguais ou diferindo no máximo 20 % os momentos negativos de uma viga em T em um tramo descarregado poderão ser tomados como iguais a

$$M = -\frac{l^2}{24} \left(p - \frac{2}{3} s \right)$$

b) Esforços transversos. — Nas vigas contínuas os esforços transversos que se aplicam na determinação das tensões de escorregamento e de aderência poderão ser calculados para a carga completa de todos os tramos, quando se trate de sobrecargas estáticas.

Do mesmo modo bastará considerar a carga total de uma viga simplesmente apoiada em ambos os extremos no cálculo do esforço transversal.

No caso de sobrecargas móveis, deverão elas ser sempre consideradas nas posições mais desfavoráveis.

Art. 46.º Pórticos. — Nos edifícios usuais os pilares ou colunas interiores, solidários com vigas, poderão ser sòmente calculados para os esforços de compressão axial, desprezando-se a flexão produzida pela solidariedade com as vigas, isto é, não se aplicando o cálculo dos pórticos.

Nos suportes extremos contínuos, de andar para andar, quando se não faça o seu cálculo como pórticos, poderão determinar-se os momentos flectores — no caso da carga q uniformemente distribuída — pelas fórmulas seguintes:

Momento M da viga no apoio extremo:

$$M = -q \frac{l^2}{12} \cdot \frac{c_s + c_i}{1 + c_s + c_i}$$

Momento M_i na extremidade superior do pilar inferior:

$$M_i = -q \frac{l^2}{12} \cdot \frac{c_i}{1 + c_s + c_i}$$

Momento M_s na base do pilar superior:

$$M_s = q \frac{l^2}{12} \cdot \frac{c_s}{1 + c_s + c_i}$$

Nestas fórmulas são:

$$c_s = \frac{l}{h_s} \cdot \frac{I_s}{I_b} \quad c_i = \frac{l}{h_i} \cdot \frac{I_i}{I_b}$$

l = distância de eixo a eixo dos pilares ou colunas na direcção do vão.

I_b = momento de inércia da secção transversal da viga.

I_i = momento de inércia do pilar inferior.

I_s = momento de inércia do pilar superior.

h_i = altura do pilar inferior.

h_s = altura do pilar superior.

CAPITULO X

Pontes

Art. 47.º Sobrecargas concentradas:

a) Ponte de estradas. — No cálculo das lajes dos tabuleiros de pontes de estrada e na direcção do vão poderá fazer-se a distribuição da sobrecarga a 45º com $a_1 = 0$, mas é preferível, para simplificação do cálculo, não se fazer essa distribuição e prescindir-se da diminuição correspondente do momento flector (veja-se artigo 28.º).

Na direcção perpendicular ao vão considerar-se-á, segundo os casos, $b_1 = 10$ cm na direcção perpendicular ao eixo das rodas e $b_1 = 15$ cm na direcção do eixo.

No cálculo das abóbadas e na direcção longitudinal da ponte não se suporá distribuição alguma da sobrecarga. Na direcção transversal a sobrecarga distribuir-se-á uniformemente por toda a largura da abóbada, excepto quando houver linhas de tranvias. Neste último caso far-se-á a distribuição sòbre uma largura da abóbada igual, no máximo, à distância entre o eixo dos carris acrescida de uma faixa de 2 m de cada lado.

O cálculo das vigas será sempre feito com sobrecargas isoladas.

b) Pontes de caminhos de ferro. — Nas pontes de caminhos de ferro, para o cálculo das lajes, vigas e abóbadas e na direcção do vão, supor-se-ão as sobrecargas isoladas sem distribuição alguma.

Na direcção perpendicular ao vão, para o cálculo das lajes, considerar-se-á, conforme o caso, a largura da patilha do carril (12 cm) ou a largura do chapim

(20 cm) para base da distribuição a 45°, até à face superior da laje; paralelamente ao carril será tomada a largura da travessa (25 cm), mas a largura de distribuição será contada desde a face inferior da travessa, cuja espessura poderá computar-se em 13 cm. Nas abóbadas e na direcção transversal supor-se-á que a sobrecarga se distribue em toda a largura, quando não houver mais de duas vias.

§ único. Só serão considerados arcos e abóbadas de betão armado os que tiverem uma armadura longitudinal, tanto superior como inferior, de, pelos menos, 6 cm² por 1 metro de largura, e ao todo 0,3 %.

Art. 48.º *Normas de cálculo.* — Os momentos flectores, esforços transversos, esforços longitudinais e reacções dos apoios deverão ser calculados separadamente para as forças principais — carga permanente, sobrecarga, e, segundo o caso, para a força centrífuga, efeitos de temperatura, contracção do betão — e ainda para as forças adicionais — pressão do vento, esforços de frenagem, pressões laterais de lacete e atrito nos aparelhos de apoio —, quando hajam de ser consideradas.

O cálculo das pressões do vento nas pontes em arco com tabuleiro superior só será necessário quando se trate de abóbadas completas, cuja largura seja inferior a $\frac{1}{15}$ do vão, ou de arcos quando a distância entre os eixos extremos seja inferior a $\frac{1}{10}$ do vão.

Este cálculo será sempre preciso nas pontes em arco com tabuleiro suspenso.

Serão tomadas em consideração as pressões laterais de lacete, esforços de frenagem e força centrífuga unicamente nas pontes de caminhos de ferro.

As tensões deverão ser calculadas para a combinação mais desfavorável de todas as forças que possam actuar simultaneamente.

Art. 49.º *Lajes, carlingas e longarinas do tabuleiro.* — As lajes, carlingas e longarinas, quando contínuas, poderão ser calculadas como livremente apoiadas, observando-se o disposto no § 2.º do artigo 27.º e no § único do artigo 33.º

Em lajes ou carlingas independentes deverão ser tomados em consideração, pela aplicação de uma armadura superior, os momentos que possam resultar do encastramento nas vigas principais ou em montantes; e, quando o momento de encastramento não fôr calculado, será suposto igual a $\frac{1}{3}$ ou $\frac{1}{2}$ do maior momento do vão, consoante o grau de encastramento.

§ único. As lajes contínuas rigidamente ligadas às vigas de apoio, cujos vãos contados entre os centros das referidas vigas não excedam 2 m, poderão ser consideradas como lajes independentes e encastradas, tanto para a determinação dos momentos flectores nos vãos e nos apoios devidos à carga permanente, como para a dos momentos nos apoios devidos à sobrecarga. Os momentos ao meio dos vãos produzidos pela sobrecarga serão a média aritmética dos momentos na hipótese do encastramento completo e do apoio livre do vão isolado. Para ter em conta os momentos negativos dever-se-á colocar uma armadura superior, cuja secção total seja, pelo menos, $\frac{1}{3}$ da secção da armadura inferior.

Art. 50.º *Vigas principais.* — As vigas principais contínuas, constituídas por vigas rectangulares ou em T, só serão calculadas segundo a teoria das vigas contínuas quando estejam completamente independentes dos apoios ou simplesmente ligadas por articulações ou rótulas.

Quando nas extremidades das vigas não esteja assegurada a rotação livre, ainda que se suponha o apoio livre, dever-se-á admitir um encastramento eventual, aplicando uma armadura superior e aumentando inferiormente a secção transversal do betão.

Art. 51.º *Articulações e aparelhos de apoio metálicos. Limites de fadiga.* — As articulações deverão ser calculadas para a maior pressão normal e para o maior esforço transversal. Convém dispor as juntas das articulações normalmente à direcção da compressão produzida pela carga permanente. Nas articulações metálicas serão sempre empregados o aço vazado e o aço forjado.

Os limites de fadiga para os materiais a empregar nas articulações e aparelhos de apoio metálicos, quando estes se calcularem pelas fórmulas de Hertz, serão os constantes do regulamento de pontes metálicas e instruções para a sua aplicação.

Art. 52.º *Articulações de betão.* — Nas articulações de betão com superfícies de contacto curvas, que sejam calculadas pelas fórmulas de Hertz, e cuja largura de contacto seja $\frac{1}{5}$ da altura da articulação, as tensões

podem atingir o limite $\frac{C}{2}$, até ao valor máximo de 300 kg/cm².

A resistência ao esmagamento *C* do betão aos 28 dias de endurecimento deverá ser neste caso, pelo menos, de 300 kg/cm². Todos os esforços de tracção na direcção transversal deverão ser suportados por armaduras.

Deverá ser tomada em consideração a amplitude das rotações na escolha dos raios de curvatura e na posição da articulação.

Art. 53.º *Compressão admissível nas juntas dos apoios.* — Os limites de compressão nas juntas dos apoios e sob as pedras de apoio serão os indicados na tabela seguinte, quando só se considerarem as forças principais:

Elementos	Límite Kg/cm ²
1. <i>Compressão nas juntas dos aparelhos de apoio:</i>	
a) Compressão em juntas com argamassa de cimento (traço 1:1) ou com chumbo nos blocos de apoio ou, na sua falta, com betão na junta dos aparelhos de apoio	50
b) Compressão do estrado de apoio de betão armado, contínuo em toda a largura da construção e reforçado com cintas circulares ou com várias camadas de rês de varões por baixo dos corpos dos aparelhos de apoio	80
2. <i>Compressão entre blocos de apoio e alvenaria:</i>	
a) Com betão ou pedra de cantaria assente em argamassa de cimento (traço mínimo 1:3)	25
b) Com pedra de alvenaria usando argamassa de cimento (traço 1:2 a 1:3)	15

Se se tomarem em conta as forças adicionais, os valores indicados na tabela deverão ser aumentados 30 %/o, mas o cálculo poderá, em geral, fazer-se sem a consideração de tais forças.

A altura dos blocos de pedra natural não deverá ser menor do que o lado maior da sua secção transversal.

Quando os blocos de apoio forem de betão, convirá reforçá-los com varões de armadura imediatamente por baixo dos apoios.

A resistência ao esmagamento dos blocos de apoio de pedra natural deverá ser, pelo menos, de 800 kg/cm²; a resistência de cubos de betão aos 28 dias de endurecimento directamente por baixo dos corpos dos aparelhos de apoio, de, pelo menos, 300 kg/cm²; e a resistência do betão imediatamente por baixo dos blocos de apoio de, pelo menos, 200 kg/cm².

Art. 54.º *Compressão parcial em blocos de apoio.* — Se, em blocos de articulações ou em apoios de forma aproximadamente cúbica, a superfície *A* fôr solicitada à compressão só numa parte *A'* situada ao centro, e a

altura h fôr, pelo menos, igual ao lado maior a da superfície da base A , a tensão admissível R' na superfície parcial A' será dada pela fórmula:

$$R' = R \sqrt[3]{\frac{A}{A'}}$$

Quando o bloco tiver uma forma alongada com secção aproximadamente quadrada e uma altura h pelo menos igual à sua largura a e fôr solicitado em uma faixa central da largura a' , a fórmula será:

$$R' = R \sqrt[3]{\frac{a}{a'}}$$

Nestas fórmulas R é o limite de fadiga para a compressão axial e R' não deverá exceder 120 kg/cm².



FIG. 13

Art. 55.º *Fórmulas de Hertz.* — As fórmulas de Hertz, a que se faz referência nos artigos 51.º e 52.º, são as seguintes:

a) No caso de contacto entre duas superfícies cilíndricas convexas de raios de curvatura r_1 e r_2 , a tensão unitária máxima na superfície de contacto, tendo em conta a deformação, é dada pela fórmula:

$$0,59 \sqrt{\frac{P}{b} \times \frac{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}}}$$

onde P é a compressão, b o comprimento da linha de contacto E_1 e E_2 os coeficientes de elasticidade dos respectivos materiais.

Se os cilindros forem do mesmo material a fórmula será:

$$0,418 \sqrt{\frac{PE}{b} \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right)}$$

b) As fórmulas para o cilindro circular sôbre um plano são, respectivamente:

$$0,59 \sqrt{\frac{P}{br \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \right)}}$$

$$0,418 \sqrt{\frac{PE}{br}}$$

No caso de contacto de vários cilindros com um plano (rolos de aparelhos de apoio móveis) a fórmula será, para n rolos:

$$0,418 \sqrt{\frac{PE}{nbr}}$$

d) Quando a compressão se exerça entre uma superfície cilíndrica convexa de raio r_1 e outra côncava de raio r_2 , será r_2 considerado negativo nas fórmulas anteriores.

e) Quando as duas superfícies cilíndricas forem uma côncava e outra convexa e $r_1 = r_2$ (rótula e coxins ou balanceiro dos aparelhos de apoio), o contacto faz-se, não segundo uma geratriz, mas segundo uma superfície cilíndrica. A fórmula será:

$$\frac{P}{rb (\sin \varphi \cos \varphi + \varphi)}$$

mas ter-se-á em consideração que 2φ é o ângulo de contacto. Este ângulo deverá ser, por prudência, um pouco menor do que fôr executado e é geralmente de 120º a 160º. No caso particular de $\varphi = 45^\circ$ a fórmula toma o seguinte valor:

$$\frac{0,8 P}{r \cdot b}$$

Art. 56.º *Disposições construtivas.* — As lajes de tableiro deverão ter, pelo menos, 15 cm de espessura, com excepção das lajes de pontes de estradas de importância secundária, em que tenham sido autorizadas sobrecargas inferiores às estipuladas pelo regulamento de pontes metálicas.

Nas lajes, vigas rectangulares e vigas em T de pontes de caminhos de ferro, sempre que seja possível, não deverá dispor-se na zona de compressão mais de uma camada de varões e na zona de tracção mais de duas camadas.

O diâmetro dos varões a empregar nas pontes não deverá exceder 40 mm e o intervalo entre êles será, pelo menos, igual ao seu diâmetro, mas nunca inferior a 2 cm em qualquer direcção.

Os varões das armaduras de distribuição deverão ser em número suficiente e tanto maior quanto maior fôr a largura b da laje utilizada para o cálculo (artigo 34.º).

Nas pontes de caminho de ferro a espessura do balastro até à face superior das travessas deverá ser, pelo menos, de 40 cm.

CAPÍTULO XI

Execução dos trabalhos

Art. 57.º *Moldes e cimbrês.* — Os moldes e cimbrês deverão ser geralmente calculados para poderem resistir às cargas resultantes da betonagem das respectivas peças.

Serão executados com a maior solidez e perfeição, de forma que fiquem rígidos durante a betonagem, que não permitam a fuga da argamassa e que sejam facilmente desmontáveis sem choques ou vibrações.

a) Os cimbrês, cavaletes e prumos que suportam moldes de peças importantes serão providos de cunhas, caixas de areia ou outros dispositivos especiais que permitam retirar-se sem pancadas.

b) Antes de se fazer a betonagem deverão ser bem limpos os moldes de quaisquer detritos ou corpos estranhos que lá se encontrem e molhados abundantemente com água. Nos moldes de peças onde essa limpeza não se possa fazer com facilidade serão abertas bôcas de limpeza na parte inferior.

c) Antes e durante a betonagem dever-se-ão vistoriar cuidadosamente todos os moldes, a fim de se verificar a sua estabilidade e posições exactas.

Art. 58.º *Armaduras.* — Todas as armaduras, quer principais, quer secundárias, serão colocadas nas posições previstas no projecto; e devem ser ligados com arame de ferro recozido os cruzamentos dos varões julgados necessários para que o conjunto se apresente com a rigidez suficiente para resistir, sem deformação ou deslocação das armaduras, aos choques e às cargas a que possam estar expostos durante a execução dos trabalhos até o betão fazer presa.

a) As extremidades dos varões tensos deverão ser curvadas em gancho, de modo que formem um ângulo de 45º ou um semicírculo com diâmetro médio de 3 a 5 vezes o diâmetro do varão, terminando por uma parte rectilínea paralela ao varão e com um comprimento igual a 3 vezes este diâmetro.

b) Dever-se-á evitar curvar os varões a quente.

Art. 59.º *Junções dos varões tensos.* — As junções dos varões das armaduras de tracção serão evitadas o

mais possível, mas, no caso de se tornarem necessárias por falta de comprimento dos varões, deverão fazer-se juntas, por sobreposição dos ferros, num comprimento determinado pela aderência e pelo esforço de tracção no sítio da junta, a qual será, pelo menos, 30 vezes o diâmetro dos varões sobrepostos, com um mínimo de 30 cm, ficando sempre as extremidades dos varões dobradas em gancho e as partes sobrepostas bem ligadas, em toda a extensão, com arame de ferro.

a) Para junção dos varões será permitido o emprêgo de uniões roscadas interiormente, feitas de bom aço e com rôscas perfeitas, filetadas em dois sentidos, num comprimento igual a 5 vezes o diâmetro dos varões e com espessura não inferior a $\frac{1}{4}$ do diâmetro destes, cujos extremos ficarão a topear a meio da união.

b) Só excepcionalmente poderá permitir-se a junção dos varões tensos com soldadura autogénea ou eléctrica, devendo-se neste caso fazer previamente provas da sua resistência e considerar-se como secção resistente à tracção somente 60 % da secção primitiva.

c) As juntas feitas por sobreposições, uniões e soldaduras deverão ficar descontraídas e sempre que fôr possível em locais onde os esforços de tracção sejam menores. Não deverá haver, em geral, mais de uma junta na mesma secção transversal de vigas ou peças sujeitas a esforços de tracção ou flexão.

Art. 60.º *Preparação do betão.* — O betão será fabricado com as dosagens previstas de cimento, areia e pedra, as quais serão medidas conforme estipula o artigo 10.º A amassadura, de preferência mecânica, será feita misturando-se aqueles elementos em sêco, e juntando-se depois a água, de forma que o conglomerado tenha consistência normalmente plástica, homogénea e de côr uniforme. A consistência do betão deverá estar de acôrdo com o determinado no referido artigo 10.º

a) O betão deverá ser aplicado logo após o seu fabrico, para o que se fará apenas a quantidade suficiente para cada betonagem, não devendo em geral utilizar-se o betão que tenha sido fabricado há mais de uma hora.

b) Enquanto se não fizer a betonagem, dever-se-á proteger o betão que estiver no amassadouro contra a acção do sol, chuvas fortes ou ventos.

c) Não deverá ser permitido o emprêgo do betão que tenha sofrido comêço de prêsã no amassadouro ou na máquina, ainda que remolhado.

Art. 61.º *Betonagem.* — O betão será lançado nos moldes por camadas com a espessura aproximada de 15 cm e apiloado com pilões manuais ou mecânicos de pêso e feitiu convenientes, ou vibradores apropriados, para que fique o mais compacto possível e não deixe vazios no interior da massa, junto aos moldes, ou em volta das armaduras. Antes de se lançar uma nova camada deve verificar-se se a anterior está bem apiloada e se se encontra ainda fresca.

a) Não se deverá fazer a betonagem a temperaturas inferiores a 0º, a não ser em casos excepcionais em que deverão tomar-se precauções para proteger o betão contra o frio durante a sua fabricação, transporte, moldagem e período de endurecimento, que não deverá ser inferior a 72 horas para o betão de cimento Portland normal.

b) Os betões de cimentos aluminosos não devem fazer-se a uma temperatura superior a 30º e é indispensável proteger a superfície betonada, durante a prêsã, contra temperaturas elevadas.

c) Na execução dos betões de cimentos aluminosos deve eliminar-se de um modo absoluto a inclusão, na massa, de cal e cimentos de outras qualidades, e torna-se necessário lavar previamente as betoneiras e outros utensílios que hajam servido ao fabrico de outros betões.

d) Sempre que fôr possível deverá proceder-se à betonagem das peças por uma só vez, mas, caso se torne necessário interromper a betonagem, torna-se indispensável fixar com antecedência as juntas de construção a fazer, as quais serão previstas nos locais que tiverem menor influência para a resistência da peça.

As superfícies das juntas devem ficar normais à direcção dos esforços de compressão do betão.

e) Não deverá começar-se a betonagem sem previamente molhar abundantemente com água e regar com calda de cimento a superfície da junta da camada anterior, caso o betão se encontre ainda húmido; se, porém, já tiver feito prêsã, deve picar-se bem a junta, lavá-la com água e cobri-la com uma camada de argamassa de cimento e areia com o traço 1 : 1 e com a espessura mínima de 1 cm.

f) Desde que o betão comece a fazer prêsã e até que tenha atingido um grau de endurecimento suficiente, devem evitar-se as pancadas, choques e vibrações nas respectivas peças, e protegê-lo contra a acção das geadas e contra uma secagem rápida pelo vento ou pelos raios do sol, conservando-se humedecido por qualquer meio durante 8 dias pelo menos.

g) Durante o tempo de prêsã do betão não é permitido aplicar cargas ou trânsito às peças fabricadas.

Art. 62.º *Desmoldagem.* — Nenhuma peça de betão armado será desmoldada sem que se verifique previamente que o betão está suficientemente endurecido.

a) Em condições favoráveis, os prazos normais para as desmoldagens das diferentes partes da construção, a partir da data do seu fabrico, são os seguintes:

Partes da construção	Cimento Portland normal	Cimento de alta resistência
	Dias	Dias
a) Pilares ou colunas que não suportam cargas	3	2
b) Pilares ou colunas que sup: tam cargas . . .	8	4
c) Lajes:		
Até 3 metros de vão	8	4
De 3 a 6 metros de vão	15	7
De vão superior a 6 metros	21	10
d) Vigas:		
Faces laterais	3	2
Faces inferiores de vigas ou arcos até 6 metros de vão	21	10
Faces inferiores de vigas ou arcos com mais de 6 metros de vão	28	15

Nas vigas dos edifícios os prazos de 28, 21, 15, e 10 dias poderão ser reduzidos para 21, 15, 10 e 7 dias quando haja ou se coloquem pontaletes auxiliares que sejam conservados nos locais próprios durante 14 e 7 dias depois da desmoldagem, respectivamente para os cimentos Portland normal e de alta resistência.

b) Nas construções de grandes vãos, bem como nas coberturas e pavimentos que fiquem imediatamente a suportar sobrecargas aproximadas daquelas para as quais foram calculadas, deverão estes prazos ser convenientemente aumentados, podendo ir até ao dôbro.

c) Aos prazos de desmoldagem indicados deverá adicionar-se o número de dias em que a temperatura se tenha mantido igual ou inferior a 4º, durante e depois da betonagem.

d) O emprêgo de peças para pavimento de betão armado, preparadas em oficinas, não será permitido senão 20 dias depois de fabricadas e só poderão ser carregadas 10 dias depois de assentes.

e) As colunas e pilares deverão, em regra, ser desmoldados antes das lajes e vigas. Os apoios de moldes de lajes, vigas e cimbres para arcos devem descer-se

por meio de dispositivos especiais (ver artigo 57.º) e é proibido retirá-los por meio de pancadas, choques ou fortes vibrações.

CAPITULO XII

Fiscalização e provas

Art. 63.º A fiscalização das construções de betão armado deverá ser confiada a pessoal devidamente habilitado e com prática destes trabalhos.

a) Quando se trate de obras de grande importância ou que interessem à segurança pública, a fiscalização superior será exercida sempre por um engenheiro civil português.

b) A fiscalização, além de verificar se a obra está sendo executada de harmonia com o projecto aprovado, deverá examinar cuidadosamente a qualidade dos materiais empregados, mandar proceder aos ensaios julgados necessários para este fim, vigiar assiduamente as secções e posições das armaduras e inspecionar a solidez dos moldes e sua perfeição, as dosagens empregadas no fabrico do betão durante os trabalhos e a betonagem das diferentes partes da obra.

Nenhuma alteração à obra poderá fazer-se sem prévio conhecimento e informação da fiscalização.

c) A desmoldagem das diferentes peças não poderá efectuar-se sem que a fiscalização tenha verificado o número de dias de fabrico do betão e o seu grau de endurecimento.

d) Não será permitido, salvo autorização especial da fiscalização, acumular ou descarregar materiais sobre lajes ou vigas não desmoldadas, com excepção daqueles que sejam imediatamente empregados.

f) A fiscalização privativa de empresas e entidades particulares ficará sempre sujeita à fiscalização do Estado ou dos corpos administrativos.

Art. 64.º *Ensaaios durante a execução dos trabalhos.*— Nas obras de grande responsabilidade, ou quando a fiscalização o exigir, deverão ensaiar-se frequentes vezes os materiais e o betão a fim de serem comprovadas as suas qualidades.

§ 1.º Para o cimento deverá repetir-se, pelo menos, o ensaio da determinação de presa e expansibilidade.

§ 2.º O ferro será ensaiado em barretas com a secção empregada nas armaduras.

§ 3.º O betão será ensaiado em cubos de 20 cm de aresta, em número não inferior a 3 para cada ensaio.

a) Os moldes para estes cubos deverão ser metálicos, com as faces lisas e desempenadas.

b) O enchimento dos moldes com o betão extraído directamente das amassaduras executadas para a obra será feito em duas camadas de cerca de 12 cm de altura com auxílio de um caixilho apropriado.

c) O apiloamento de cada camada será feito com os mesmos utensilios e da mesma forma que se executar na obra.

d) Depois de terminado o apiloamento dos cubos será retirado o caixilho e alisada a superfície superior do betão com uma colher ou régua de aço e em seguida marcados e numerados (data do fabrico e número de ordem) (ver nota n.º 4).

e) Os cubos serão desmoldados 24 ou 48 horas depois de fabricados, segundo a natureza do cimento e temperatura do ambiente, e em seguida conservados cobertos até ao sétimo dia com panos húmidos e protegidos de correntes de ar (ver nota n.º 5).

Nota 4. — No caso de o betão ser fluido, a face de enchimento só deve ser alisada quando o betão começar a fazer presa.

Nota 5. — No caso de terem de ser enviados para o laboratório antes de 7 dias, a embalagem deverá ser feita de maneira que conserve a humidade (serradura de madeira, por exemplo). Se se tiver em vista o ensaio de endurecimento, a desmoldagem

f) O ensaio à compressão dos cubos aos 28 dias de fabrico, efectuado em laboratório oficial, dá a resistência determinante do limite *C* a admitir (ver nota n.º 6).

g) O ensaio dos cubos deverá ser feito comprimindo normalmente, numa máquina aferida, duas faces paralelas, que não sejam a de enchimento, de forma que a carga aumente continuamente 2 a 3 kg/cm² por segundo (ver nota n.º 7).

h) O valor da carga de rotura será expresso em kg/cm² e corresponderá à média dos resultados dos ensaios efectuados em cada série de blocos da mesma amassadura, com igual tempo de fabrico (ver nota n.º 8).

Art. 65.º *Livro de registo.* — No local da obra e a cargo do seu construtor deverá haver um livro de registo, que será presente aos agentes da fiscalização, quando fôr pedido, e onde se anotarà o seguinte:

a) As datas do começo e conclusão da betonagem das diferentes partes da obra; assim como da sua desmoldagem;

b) Ensaios feitos com materiais destinados à obra;

c) Data do fabrico dos blocos para ensaio e respectivos resultados, bem como a indicação da parte da obra a que digam respeito;

d) Observações sobre os dias em que a temperatura se conservou inferior a 4º; datas e número de horas em que caiu e se manteve neve e geada, desde o começo da betonagem até à desmoldagem das diferentes partes da obra;

e) Observação acerca de qualquer ocorrência digna de nota durante a execução dos trabalhos;

f) Alterações que tenham sido autorizadas superiormente pela fiscalização;

g) Determinações emanadas da fiscalização.

Art. 66.º *Provas.* — As obras de betão armado deverão em geral ser submetidas a provas antes da sua utilização, especialmente as que interessam à segurança pública.

Os cadernos de encargos deverão indicar a espécie e natureza das provas, de acordo com o projecto, bem como a entidade responsável pela despesa a efectuar com a sua execução.

Art. 67.º *Prazos.* — Os prazos para se fazerem as provas serão fixados pela fiscalização e serão, pelo menos, de 60 dias, contados da conclusão da betonagem, para as obras de grande importância, de 45 dias para as obras de importância média e de 30 dias para os pavimentos e outras obras de menos importância.

Nas obras executadas com cimento de alta resistência ou aluminosos os prazos variarão entre 21 a 28 dias.

Art. 68.º *Flechas.* — A sobrecarga estática deverá em geral permanecer durante um tempo superior 50 % àquele durante o qual se tiver verificado aumento da flecha, com um mínimo de 6 horas; a flecha não deverá exceder a calculada.

A flecha permanente só será medida 12 horas depois de retirada a sobrecarga e não deverá exceder 1/4 da

realiza-se mais cedo, logo que o betão adquira endurecimento suficiente para se não desagregar, e os cubos serão conservados o mais possível nas mesmas condições atmosféricas que o betão da parte da obra a que dizem respeito.

Nota 6. — Os ensaios efectuados antes dos 28 dias serão considerados como ensaios preliminares para a prova de composição e resistência, e sejam quais forem os resultados obtidos deverá fazer-se sempre o ensaio aos 28 dias.

Nota 7. — Antes do ensaio devem medir-se e pesar-se os cubos respectivamente até aos mm e décimos de kg.

Nota 8. — O valor da carga de rotura para cada bloco será o maior valor atingido pela máquina durante o ensaio. Se o valor da carga de rotura de algum bloco se afastar de 20 % da média dos restantes da mesma série deve repetir-se o ensaio.

flecha total; se, porém, na primeira prova esta fracção tiver sido excedida, far-se-á uma segunda prova, partindo-se d'este novo estado como se fôsse o estado inicial.

Os construtores ou entidades responsáveis pelo projecto deverão apresentar sempre o cálculo das flechas, juntamente com o pedido de execução de provas.

Art. 69.º *Provas de edificios.* — Nos pavimentos a sobrecarga prevista será aplicada de modo que se realize a fadiga máxima em cada um dos elementos a considerar.

As coberturas e suportes só serão submetidos a provas quando o caderno de encargos o exija.

Art. 70.º *Provas de pontes.* — As provas de pontes deverão ser feitas, tanto quanto possível, com as sobrecargas que serviram de base aos cálculos e conforme o que se determina no regulamento de pontes metálicas.

Ministério das Obras Públicas e Comunicações, 16 de Outubro de 1935. — O Ministro das Obras Públicas e Comunicações, *Duarte Pacheco.*