



**NB1-1960 com grande participação do
Prof. Fernando L. Lobo B. Carneiro**

Prof. Eduardo C. S.
Thomaz
Notas de aula



- **Revista editada pelo Prof. Aderson Moreira da Rocha**
- **O Prof. Fernando L. Lobo B. Carneiro teve grande participação na revisão da NB-1 em 1960.**

BOLETIM ESTRUTURAL

Conforme havia sido prometido, neste número, publicamos a íntegra do texto da norma NB-1 revista em 1960, bem como da norma NB-6 e da especificação EB-130. Conforme os nossos leitores estão lembrados, o projeto de revisão das normas NB-1 e NB-6 havia sido publicado no Nº 5 de "ESTRUTURA". Recebidas as emendas propostas por especialistas de várias partes do país, (muitas delas encaminhadas a A.N.B.T. através desta revista), após os debates, foi, finalmente, aprovado o texto que ora publicamos.

* * *

Com êste esforço, acreditamos ter prestado um grande serviço aos profissionais interessados, principalmente, àqueles que vivem nos mais distantes rincões de nossa terra até onde penetra "ESTRUTURA".

Este serviço se estende também aos leitores de outros países, mórmente os de língua espanhola e portuguesa, que já se têm manifestado a respeito e que já tiveram oportunidade de verificar, através das nossas normas, o desenvolvimento e o arrôjo alcançados pelo concreto armado no Brasil.

Acreditamos que "ESTRUTURA" lavrou um tanto ao colaborar, de maneira tão eficiente, para a divulgação de nossas normas estruturais.

* * *

Segundo o Prof. Lobo Carneiro :

“O pioneirismo das normas brasileiras se evidenciou com a revisão da NB-1 / 1960 , que além de adotar definitivamente como método principal o “cálculo na ruptura”, introduziu, antes mesmo do CEB, o conceito de “resistência característica”, resultante da aplicação de critérios estatísticos aos ensaios de controle de qualidade de concreto.”

Resistência

89. A tensão σ_R na qual se baseia o cálculo das peças em função da carga de ruptura (estádio III) ou a fixação das tensões admissíveis, será igual à tensão mínima de ruptura do concreto a compressão, com 28 dias de idade, determinada em corpos de prova cilíndricos normais.

Considera-se, para os fins desta Norma, como tensão mínima de ruptura do concreto a compressão, a definida pelas fórmulas seguintes:

— quando houver sido determinado o coeficiente de variação da resistência do concreto, com pelo menos 32 corpos de prova da obra considerada ou de outra obra do mesmo construtor e de igual padrão de qualidade (item 92):

$$f_{ck} = \sigma_R = (1 - 1,65 v) \sigma_{c28}, \text{ mas não maior que } 0,8 \sigma_{c28};$$

...

...

NORMA BRASILEIRA NB-1

Revista em 1960

CÁLCULO E EXECUÇÃO DE OBRAS DE CONCRETO ARMADO

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

Objetivo e notações

1. a) Esta Norma fixa as condições gerais que devem ser obedecidas no cálculo e na execução de obras de concreto armado. Além das condições desta Norma, deverão ser obedecidas as de outras normas especiais e as exigências peculiares a cada caso, especialmente as relativas à fissuração e às deformações.

b) Para efeito desta Norma são adotadas as seguintes notações:

a) *Dimensões*

a = distância entre os pontos de momentos nulos;

a' = extensão de uma carga parcialmente distribuída, medida na direção da armadura principal;

a'' = extensão de uma carga parcialmente distribuída, medida transversalmente à armadura principal;

a_o = espessura de um pilar de laje cogumelo ou da parte superior de seu capitel, medida na direção de l_o ;

b = largura das vigas de seção retangular ou da mesa das vigas de seção T;

b_o = largura da nervura das vigas de seção T (nas vigas de seção retangular significa o mesmo que b);

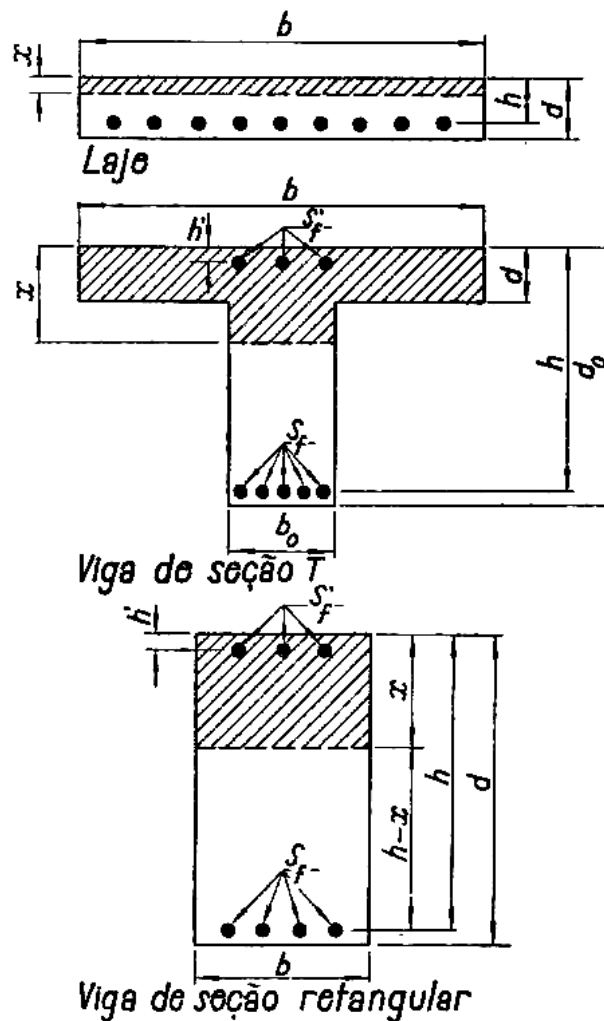
c' = distância livre entre nervuras;

d = altura total das lajes ou das vigas de seção retangular ou da mesa das vigas de seção T;

d' = diâmetro do núcleo de uma peça cintada;

d_o = altura total das vigas de seção T;

- e = excentricidade de uma força normal, em relação ao centro de gravidade da seção geométrica;
- e' = espessura do revestimento através do qual se distribuem as cargas sobre a laje;
- h = distância do centro de gravidade da armadura de tração à borda comprimida, na seção transversal de uma peça fletida (altura útil);
- h' = distância do centro de gravidade da armadura de compressão à borda comprimida, na seção transversal de uma peça fletida;
- l = vão teórico de uma laje ou viga, ou altura teórica de um pilar;
- l' = vão livre de uma laje ou viga, ou altura livre de um pilar (incluído o capitel, no caso da laje cogumelo);

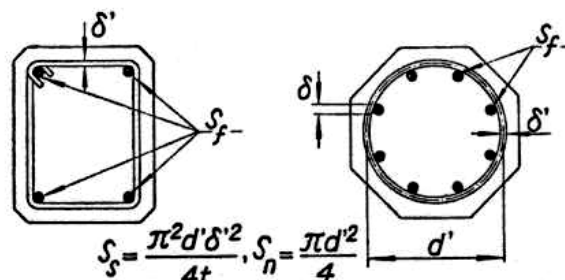
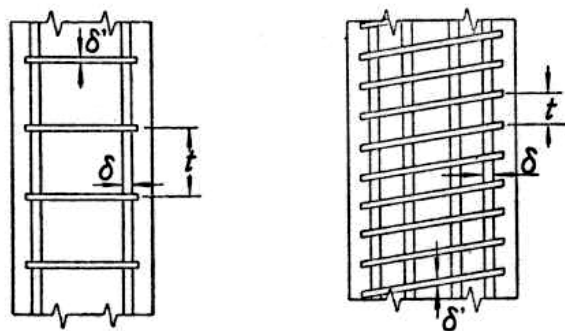


l_0 = distância entre os eixos de dois pilares consecutivos

- t = espaçamento dos estribos ou dos anéis de cintamento, de eixo a eixo, ou passo da hélice de cintamento;
- u = perímetro da seção transversal de uma barra da armadura ou, no caso de feixe, o perímetro da figura formada pelas tangentes externas comuns aos círculos e pelos arcos que elas limitam;
- u_t = soma dos u das barras ou dos feixes na seção transversal da armadura;
- x = distância da linha neutra à borda comprimida, na seção transversal de uma peça fletida;
- z = distância entre os pontos de aplicação das resultantes das tensões de tração e de compressão, na seção transversal de uma peça fletida (braço de alavanca);
- δ = diâmetro de uma barra da armadura longitudinal;
- δ' = diâmetro da seção circular de área equivalente à da seção de uma barra de estribo ou cintamento.

b) Áreas

S_e = área da seção transversal geométrica da peça;



Pilar não cintado

Pilar cintado

S_f = área da seção de toda a armadura longitudinal, nas peças comprimidas axialmente, ou da armadura de tração, nas peças fletidas;

S'_f = área da seção da armadura de compressão, nas peças fletidas;

S_i = área da seção homogeneizada;

S_n = área da seção transversal do núcleo de uma peça cintada, encerrado pela superfície que contém o eixo das barras de cintamento = $\frac{\pi d'^2}{4}$;

S_o = área da parte central carregada de um bloco de apoio;

S_s = área fictícia (volume por unidade de comprimento da peça) do cintamento = $\frac{\pi^2 d' \delta'^2}{4 t}$.

c) *Cargas*

g = carga permanente uniformemente distribuída;

G = carga permanente concentrada;

p = carga acidental uniformemente distribuída;

P = carga acidental concentrada;

q = carga total uniformemente distribuída = $g + p$.

d) *Esforços solicitantes e reativos*

H = componente horizontal da reação de apoio;

M = momento fletor;

M_e = momento fletor num engastamento de viga, suposto perfeito;

M_t = momento de torção;

M_v = momento volvente;

N = fôrça normal;

Q = fôrça cortante;

R = reação de apoio;

V = componente vertical da reação de apoio.

e) *Tensões*

σ_c = tensão máxima de compressão no concreto;

- $\bar{\sigma}_c$ = tensão admissível de compressão no concreto;
 σ_{c28} = tensão média de ruptura do concreto a compressão, determinada em corpos de prova cilíndricos normais (MB-2 e MB-3) com 28 dias de idade;
 σ_{ck} = idem, com k dias de idade;
 σ_s = tensão de escoamento a tração do material da armadura; nos aços que não tenham escoamento, considera-se como tensão convencional de escoamento σ_s , aquela a que corresponde a deformação permanente de 0,2% (MB-4);
 σ'_s = tensão na armadura de compressão correspondente à deformação total de 0,2%;
 σ_f = tensão na armadura de tração;
 $\bar{\sigma}_f$ = tensão admissível na armadura de tração;
 σ'_f = tensão na armadura de compressão das peças fle-tidas;
fck = σ_R = tensão mínima de ruptura do concreto a compres-são definida no item 89;
 σ_s = tensão de escoamento do aço da armadura de cinta-mento (real ou convencional);
 σ_I = maior tensão principal de tração no concreto (valor absoluto, considerada nula se não houver tensão de tração);
 σ_{II} = maior tensão principal de compressão no concreto (valor absoluto, considerada nula se não houver tensão de compressão);
 τ = tensão de cisalhamento no concreto;
 τ_a = tensão de aderência entre a armadura e o concreto.

f) *Diversos*

- E_c = módulo de elasticidade do concreto;
 E_f = módulo de elasticidade do material da armadura;
 i = raio de giração da seção transversal geométrica de uma peça não cintada ou do núcleo de uma peça cintada;
 J = momento de inércia;
 l_f = comprimento de flambagem;

- m = inverso do coeficiente de Poisson;
 n = E_f/E_c ;
 v = coeficiente de variação da tensão de ruptura do concreto a compressão, determinada em corpos de prova cilíndricos normais (igual à relação entre o desvio padrão e a tensão média de ruptura do concreto a compressão);
 W = módulo de resistência;
 w = J/l = índice de rigidez;
 w_i = w do pilar inferior;
 w_s = w do pilar superior;
 w_v = w da viga;
 θ = ângulo entre as faces superior e inferior de uma viga ou laje de altura variável;
 $\lambda = \frac{l_f}{i}$ = índice de esbeltez;
 μ = S_f/bh numa peça fletida ou S_f/S_c numa peça solicitada axialmente;
 ν = coeficiente de segurança.

Projeto de obras

2. As obras a serem executadas total ou parcialmente com concreto armado deverão obedecer a projetos elaborados de acordo com esta Norma. Estes projetos compreenderão cálculos estáticos, desenhos e memorial justificativo e só poderão ser assinados por profissionais diplomados de acordo com a legislação em vigor. Nos desenhos de fôrmas e de armadura deverão constar o valor de σ_R e a categoria do aço. No caso de edifícios industriais o memorial justificativo deverá incluir esquema de localização das cargas consideradas.

CAPÍTULO II

ESFORÇOS SOLICITANTES

A — DISPOSIÇÕES GERAIS

Cálculo dos esforços solicitantes

3. No cálculo dos esforços solicitantes, a ser feito de acordo com os princípios da Estática das Construções e com o disposto

nessa Norma, devem ser consideradas a influência das cargas permanentes e acidentais e de todos os agentes que possam produzir esforços importantes. Estes agentes serão considerados de acordo com as Normas e as condições peculiares a cada obra, aplicando-se à variação de temperatura, à retração e à deformação lenta, o disposto nos itens 5, 6 e 7.

Cargas acidentais

4. As cargas acidentais são as fixadas nas Normas e devem ser dispostas na posição mais desfavorável para a seção estudada, ressalvado o caso do item 20, alínea f.

Variação de temperatura

5. Supõe-se, para o cálculo, que as variações de temperatura sejam uniformes ao longo da estrutura, salvo quando a desigualdade dessas variações, entre partes diferentes da estrutura, seja muito acentuada. O coeficiente de dilatação térmica do concreto armado é considerado igual a 10^{-5} por °C.

A variação de temperatura do concreto causada pela variação de temperatura da atmosfera depende do local da obra e deve ser considerada entre $\pm 10^{\circ}\text{C}$ e $\pm 15^{\circ}\text{C}$ em torno da média. Para peças maciças ou ôcas (desde que neste caso os espaços vazios sejam inteiramente fechados) cuja menor dimensão não seja inferior a 70 cm, admite-se que essa oscilação seja reduzida respectivamente para $\pm 5^{\circ}\text{C}$ e $\pm 10^{\circ}\text{C}$.

Em peças permanentemente envolvidas por terra ou água e em edifícios que não tenham, em planta, dimensão não interrompida por junta de dilatação maior que 30 metros, dispensa-se o cálculo da influência da variação de temperatura.

Retração

6. O efeito da retração será considerado como equivalente a uma queda de temperatura de 15°C , salvo nos arcos e abóbadas com menos de 0,5% e 0,1% de armadura, onde essa queda deve ser aumentada respectivamente para 20°C e 25°C . Aplica-se também à retração o disposto no parágrafo final do item 7.

Deformação lenta

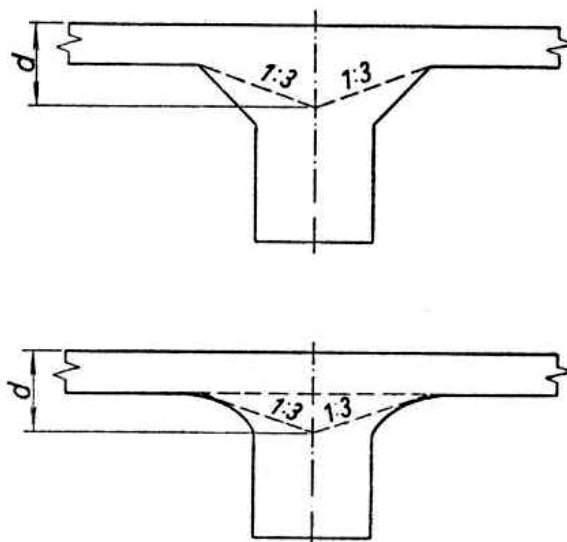
7. Permite-se considerar a influência da deformação lenta no cálculo das estruturas hiperestáticas. Quando os esforços resistentes da estrutura forem alterados por uma protensão (por exemplo, protensão de tirantes, descimbramento de arcos por meio de macacos colocados no fecho, etc.), e nos arcos e abóbadas com coeficientes de segurança à flambagem menor que 5, a consideração dessa influência é obrigatória.

Engastamento parcial

8. Deve-se considerar no cálculo a influência desfavorável de um engastamento parcial, sempre que não se tomem, no projeto e na execução dos apoios, as precauções necessárias para garantir as condições de engastamento perfeito ou de apoio livre.

Mísulas

9. Para fixação da altura de lajes e vigas nos apoios, no cálculo de dimensionamento, não se consideram inclinações de mísulas maiores que 1 : 3.



Vão teórico

10. Considera-se vão teórico:

a) de laje isolada; o vão livre acrescido da espessura da laje no meio do vão;

b) de laje contínua, vão intermediário: a distância entre os centros dos apoios;

c) de laje contínua, vão extremo: o vão livre acrescido da semi-largura do apoio interno e da semi-espessura no meio do vão.

Armadura de tração sobre os apoios

11. Nas lajes engastadas, quando não se determinar a extensão do trecho de momentos negativos, as barras da armadura principal sôbre os apoios devem estender-se pelo menos até um quinto do vão; nas contínuas, devem estender-se para cada lado do apoio até pelo menos um quinto do maior dos vãos adjacentes.

Distribuição de cargas

12. Supõe-se que as cargas concentradas ou parcialmente distribuídas se estendam, na direção da armadura principal, sôbre uma distância $a' + 2 e'$ e que a largura b da faixa da laje que as suporta seja:

a) no cálculo da flexão:

$$b = a'' + 2 e' \quad \text{ou} \quad b = \frac{2}{3} \left(l + \frac{a'' + 2 e'}{2} \right)$$

podendo-se adotar o maior dêstes dois valores;

b) no cálculo do cisalhamento:

$$b = a'' + 2 e' \quad \text{ou} \quad b = \frac{1}{3} \left(l + \frac{a'' + 2 e'}{2} \right)$$

podendo-se adotar o maior dêstes dois valores.

Para posições das cargas junto aos apoios pode-se adotar:

$$b = a'' + 5 d .$$

A adoção dos valores citados de b está subordinada às seguintes condições:

1) que b não seja maior que a largura da laje nem maior que a distância do centro da carga à borda mais próxima da laje acrescida de $b/2$;

2) que a armadura de distribuição não seja menor que a fração da principal, dada por:

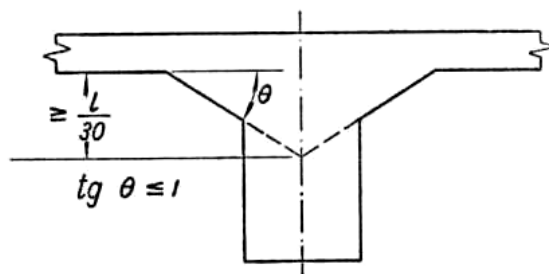
$$0,4 \left(1 - \frac{a'' + 2 e'}{b} \right).$$

Nas lajes em balanço, desde que a armadura de distribuição não seja menor do que 0,15 da principal, admite-se que a seção útil cresça a partir da carga, segundo ângulos de 45° medidos para cada lado das perpendiculares à viga de apoio tiradas das extremidades da faixa de aplicação da carga.

Lajes contínuas armadas numa única direção

13. As lajes contínuas armadas numa única direção podem ser calculadas como vigas contínuas livremente apoiadas, com as seguintes modificações:

a) não serão considerados, nos vãos, momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da laje nas extremidades dos referidos vãos;



b) em edifícios, quando o menor vão da laje contínua não for inferior a 80% do maior, permite-se calcular os momentos máximos e mínimos, oriundos de carga uniformemente distribuída, com a fórmula $M = ql^2/k$, sendo k igual a (a 1.ª coluna refere-se ao caso de haver mísulas nas condições do item 9 com altura sobre o apoio não inferior a $l/30$, e a 2.ª aos demais casos):

Momentos negativos sobre os apoios, havendo mais de dois vãos (no caso de vãos desiguais, l designa a média aritmética dos dois vãos adjacentes ao apoio considerado)

apoios internos dos vãos extremos..	— 8 —	9
demais apoios intermediários.....	— 9 —	10

Idem, havendo dois vãos

apoio intermediário..... — 7 — 8

Momentos positivos nos vãos

vãos extremos..... 12 11
 vãos intermediários..... 18 15

Os momentos negativos nos vãos, sendo l o vão maior, podem ser calculados pela fórmula:

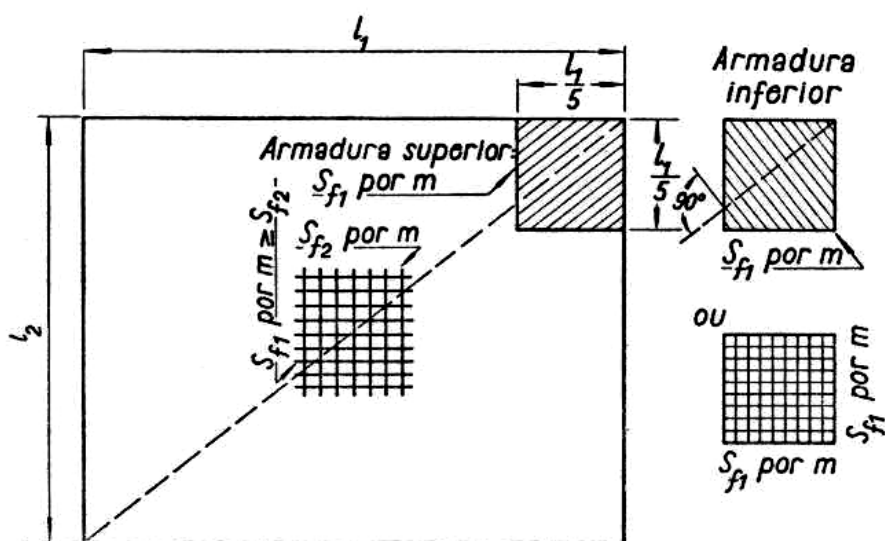
$$M = \frac{l^2}{24} \left(g - \frac{p}{2} \right).$$

Lajes armadas em cruz

14. As lajes retangulares armadas em cruz devem ser calculadas por um dos seguintes processos:

a) Pela Teoria da Elasticidade, supondo a laje isótropa ou ortótropa, com $m = 6$ ou com $m = \infty$ acrescentando-se neste caso ao menor dos dois momentos $1/6$ da diferença entre eles se a relação entre os lados fôr maior que 2.

b) Por processo simplificado que considere o efeito redutor dos momentos volventes. Em edifícios dispensa-se a colocação de armadura para resistir diretamente aos momentos volventes, salvo nos cantos simplesmente apoiados das lajes. Estes cantos consideram-se suficientemente armados se se adicionarem, abrangendo um



quadrado de lado igual a $1/5$ do lado maior da laje, duas armaduras — uma superior paralela à diagonal e outra inferior a ela perpendicular — ambas iguais, por unidade de largura, à armadura do

centro da laje na direção mais armada; a armadura inferior pode ser substituída por uma armadura em cruz, igual, em cada direção, à citada armadura do centro da laje, e paralela às bordas da laje. No caso de cargas uniformemente distribuídas pode-se admitir que as reações também se distribuam uniformemente ao longo das bordas.

c) No regime de ruptura, se a laje tiver espessura uniforme e a armadura em cada direção fôr distribuída uniformemente, utilizando-se as configurações das linhas de ruptura conhecidas através da experiência.

Lajes nervuradas

15. As lajes nervuradas, assim consideradas as lajes cuja zona de tração é constituída por nervuras entre as quais podem ser postos materiais inertes, de modo a tornar plana a superfície externa, podem ser calculadas de acôrdo com os itens 10 a 13 ou como grelha (permitindo-se neste caso, para cargas uniformes, supô-las divididas em dois quinhões, agindo cada um sôbre as vigas em cada direção e determinados de modo a haver coincidência da flecha máxima das vigas centrais), desde que se observem as prescrições do capítulo IV relativas às lajes e o seguinte:

a) a distância livre entre nervuras não deve ultrapassar 100 cm;

b) a espessura das nervuras não deve ser inferior a 4 cm e a da mesa não deve ser menor que 4 cm nem que $1/15$ da distância livre entre nervuras;

c) a resistência da mesa à flexão e das nervuras ao cisalhamento deve ser demonstrada sempre que haja carga concentrada ou que a distância livre entre nervuras supere 50 cm;

d) o apoio das lajes deve ser feito ao longo de uma nervura; nas lajes armadas numa só direção, são necessárias nervuras transversais sempre que haja cargas concentradas a distribuir ou quando o vão teórico fôr superior a 4 m, exigindo-se duas nervuras, no mínimo, se êsse vão ultrapassar 6 m;

e) nas nervuras com espessura inferior a 8 cm não é permitido colocar armadura de compressão no lado oposto à mesa.

Lajes cogumelos

16. As lajes retangulares apoiadas em pilares devem ser calculadas por um dos processos seguintes:

a) Pela Teoria da Elasticidade, supondo a laje isótropa ou ortótropa com $m = 6$. Devem ser levados em conta, especialmente no caso de lajes que não possuem capitéis de acôrdo com o item 58, os efeitos resultantes da deslocabilidade lateral dos nós da estrutura, inclusive o aumento do comprimento de flambagem a que se refere o item 28.

b) Como pórticos múltiplos constituídos por vigas contínuas solidárias com os pilares. Admite-se a laje dividida em duas séries ortogonais de vigas, considerando-se no cálculo de cada série o total das cargas. A distribuição dos momentos, se se dividirem os painéis das lajes, com os cantos correspondendo aos pilares, em quatro faixas iguais —, faz-se do seguinte modo, quando os capitéis obedecerem ao prescrito no item 58: 45% dos momentos positivos para as duas faixas internas e 27,5% para cada uma das faixas externas; 25% dos momentos negativos para as faixas internas e 37,5% para cada uma das faixas externas.

c) No regime de ruptura, de acôrdo com o disposto na alínea c) do item 14.

C — VIGAS

Vão teórico

17. Considera-se vão teórico:

a) de viga isolada: a distância entre os centros dos apoios, não se considerando valores maiores que $1,05 l'$;

b) de viga contínua, vão intermediário: a distância entre os centros dos apoios;

c) de viga contínua, vão extremo: o vão livre acrescido da semi-largura do apoio interno e de $0,03 l'$.

Vigas paredes

18. Quando o vão teórico fôr menor que o dôbro da altura útil da viga, esta deve ser calculada como viga parede.

Vigas de seção T

19. No cálculo das vigas de seção T só podem ser consideradas lajes que obedeam, no que lhes fôr aplicável, as prescrições desta Norma.

A parte da laje que se pode considerar como elemento da viga, medida para cada lado a partir do eixo da nervura, não deve ultrapassar

$$\frac{b_o}{2} + \frac{c'}{2 \sqrt{1 + 25 (c'/a)^2}}$$

A distância a pode ser considerada:
para vigas simplesmente apoiadas

$$a = l$$

para vigas contínuas

$$\text{vãos externos } a = \frac{3}{4} l$$

$$\text{vãos internos } a = \frac{3}{5} l$$

para vigas em balanço

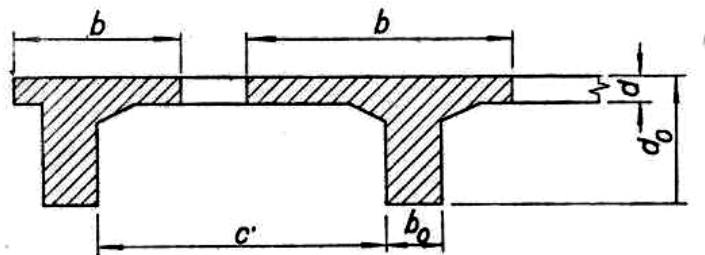
$$a = \frac{l}{2}$$

Nas vigas de seção T isoladas a largura da mesa a ser considerada no cálculo, medida para cada lado do eixo da nervura, não deve ultrapassar

$$\frac{b_o}{2} + 0,10 a$$

nem ser superior a

$$\frac{b_o}{2} + 6 d$$



Vigas contínuas

20. Permite-se, em edifícios, considerar as vigas contínuas sem as ligações rígidas com os apoios, devendo-se porém, observar o seguinte:

a) Não serão considerados momentos positivos, nos vãos, menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nas extremidades dos referidos vãos.

b) Os momentos negativos, nos vãos, oriundos da carga accidental, podem ser reduzidos a dois terços do seu valor, desde que haja solidariedade das vigas com os pilares.

c) Sobre os apoios monolíticos, permite-se arredondar o diagrama dos momentos fletores, tomando para valor máximo do momento negativo a média entre o máximo calculado e a semi-soma dos que se verificam nas faces do pilar. Na fixação da altura útil da seção sobre o pilar, observe-se o disposto no item 9.

d) Quando a viga fôr solidária com pilar intermediário e a relação entre a largura do apoio, medida na direção da viga, e a altura do pilar fôr maior que 1 : 5, deve-se calculá-la como perfeitamente engastada nêsse apoio.

e) Quando não se fizer o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve-se considerar obrigatoriamente que nos apoios extremos atue um momento fletor igual a

$$M \frac{w_i + w_s}{w_p + w_i + w_s} .$$

f) Admite-se que a posição mais desfavorável das cargas accidentais uniformemente distribuídas se obtenha quando cada um dos vãos estiver totalmente carregado ou totalmente descarregado, na combinação mais desfavorável para a seção considerada.

g) Para o cálculo dos pilares, as reações das vigas de mais de dois vãos, desde que o menor índice de rigidez (J/l) não seja inferior a 80% do maior, podem ser calculadas considerando-se cada tramo independente e livremente apoiado. Se houver balanço, o efeito de suas cargas será calculado considerando-se a continuidade existente.

D — PILARES

Pilares em edifícios

21. Na falta de cálculo rigoroso, permitem-se, nas estruturas comuns de edifícios e ressalvado o disposto no final dêste item, as seguintes simplificações:

a) os pilares intermediários podem ser calculados como submetidos a compressão axial, aplicado o disposto no item 20, alínea g;

b) os momentos fletores, nos nós dos pilares extremos, que devem sempre ser verificados a flexão composta, podem ser calculados pelas fórmulas:

pilar inferior

$$+ M_e \frac{w_i}{w_v + w_i + w_s}$$

pilar superior

$$- M_e \frac{w_s}{w_v + w_i + w_s}$$

Quando a extremidade oposta do pilar fôr engastada, admite-se que o momento no engastamento seja igual aos anteriores divididos por $- 2$.

Nos casos de estruturas em que a ação do vento possa produzir esforços importantes e especialmente nos casos de estruturas com nós deslocáveis, nas quais a altura seja maior que 4 vêzes a largura, ou em que, numa dada direção, o número de filas de pilares seja inferior a 4, será sempre exigida a consideração da ação do vento, permitindo-se, no entanto, processos simplificados de cálculo, desde que justificados.

CAPÍTULO III

ESFORÇOS RESISTENTES

Deformações e grandezas hiperestáticas

22. No cálculo das deformações elásticas e das grandezas hiperestáticas, deve-se atribuir ao concreto um módulo de elasticidade, tanto para a tração como para a compressão, dez vêzes menor que a do aço (estádio I). Na determinação das grandezas hiperestáticas, a área e o momento de inércia das seções poderão ser calculados para a seção transversal geométrica sem consideração das armaduras.

Compressão axial

23. O cálculo das peças de concreto armado solicitadas à compressão axial será feito em função da carga de ruptura (estádio III),

com o coeficiente de segurança estabelecido no item 95, obedecendo-se ainda ao disposto no item 28 (flambagem).

A carga de ruptura da peça será considerada igual à soma da resistência do concreto e da resistência da armadura longitudinal. Para o cálculo da resistência do concreto admite-se que sua tensão de ruptura, na peça, seja igual a 8/9 da tensão mínima de ruptura do concreto a compressão σ_R definida no item 89. Para o cálculo da resistência da armadura longitudinal admite-se que, na ocasião da ruptura da peça, a tensão σ_e' no aço seja igual ao limite de escoamento mínimo especificado para a categoria correspondente, nos casos de aços 37-CA e 50-CA, e igual respectivamente a 3.600 kg/cm² e 4.000 kg/cm², nos casos de barras de aço torcidas a frio CA-T40 e CA-T50.

Para os fins dêste item não se considerará σ_R superior a 150 kg/cm², exceto em arcos e abóbadas, para os quais êste limite será de 180 kg/cm².

Tração axial

24. O cálculo das peças de concreto armado solicitadas a tração axial será feito em função da carga de ruptura (estádio III), com o coeficiente de segurança estabelecido no item 95. Considera-se nula a resistência a tração do concreto. A tensão no aço na ocasião da ruptura da peça será considerada como sendo a de escoamento real ou convencional σ_e . Se se considerar tensão de escoamento superior a 3.200 kg/cm² (para barras lisas), 4.000 kg/cm² (para barras lisas torcidas) ou 5.000 kg/cm² (para barras com mosas ou saliências, torcidas ou não), os coeficientes de segurança deverão ser aumentados, nos termos do item 86.

Flexão

25. O cálculo das peças de concreto armado submetidas a esforços de flexão simples ou composta, salvo o disposto no item 22, será feito em função da carga de ruptura (estádio III), com os coeficientes de segurança estabelecidos no item 95, permitindo-se também o cálculo no estágio II, com as tensões admissíveis estabelecidas no item 96. No caso de flexão composta a peça deve ser capaz de resistir à fôrça normal atuando axial e isoladamente (item 23).

O cálculo no estágio III de peças submetidas a flexão simples ou composta será feito supondo-se válidas as seguintes hipóteses simplificadoras, não se tomando no entanto para σ_R valor superior a 220 kg/cm²:

- a) que seja nula a resistência a tração do concreto;
- b) que a ruptura se dê quando a tensão de compressão no concreto, que se admite uniformemente distribuída, atinja o valor definido no item 89;
- c) que, independentemente do disposto nas alíneas b) e f), as deformações de um elemento da peça sejam proporcionais à sua distância à linha neutra;
- d) que o concreto tenha encurtamento de ruptura convencional de 0,15%;
- e) que a tensão na armadura de tração permaneça constante a partir da tensão de escoamento real ou convencional;
- f) que a tensão na armadura de compressão, na ocasião da ruptura, seja igual ao limite σ_c' definido no item 23, desde que a distância do centro de gravidade da referida armadura à borda comprimida da seção transversal seja no máximo igual à metade da distância da linha neutra à mesma borda.

Se se usar aço com limite de escoamento superior a 3.200 kg/cm² (para barras lisas), 4.000 kg/cm² (para barras lisas torcidas), ou 5.000 kg/cm² (para barras com mossas ou saliências, torcidas ou não), os coeficientes de segurança serão aumentados, nos termos do item 86.

No caso de flexão composta, os coeficientes de segurança (item 95, alínea a) serão multiplicados por

$$\left(1,2 - \frac{e}{d_e}\right) \geq 1,0$$

onde e é a excentricidade e d_e a dimensão da peça no plano da flexão. Dispensa-se esta majoração se não se considerar, para o momento da resultante das tensões de compressão no concreto em relação ao centro de gravidade da armadura de tração, valor superior a 3/4 do que se verificaria na hipótese extrema em que a zona de compressão se estendesse a toda a altura útil da seção transversal.

O cálculo da flexão simples ou composta poderá também ser feito baseado em resultados de pesquisa experimental, realizada

em laboratório idôneo, aprovada pela Fiscalização, e na qual sejam levadas em conta não só a variação dos característicos dos materiais como a exigência de que não haja fissuração com abertura exagerada sob a ação das cargas permanentes e acidentais (item 86).

O cálculo no estágio II será feito supondo-se:

- g) que seja nula a resistência a tração do concreto;
- h) que as deformações de um elemento da peça sejam proporcionais à sua distância à linha neutra;
- i) que o aço tenha módulo de elasticidade constante;
- j) que o módulo de elasticidade do concreto seja também constante e quinze vezes menor que o do aço.

Este cálculo no estágio II pode ser substituído por outro menos preciso em que se considere tração no concreto (mantidas as outras hipóteses), desde que a máxima tensão de tração não ultrapasse 25% da máxima tensão de compressão e que a armadura de tração seja capaz de resistir à resultante das tensões de tração nos dois materiais.

Concentração de esforços nos nós e nos apoios

26. Cuidados especiais devem ser tomados quanto à forma e ao cálculo dos apoios e nós das estruturas, tendo em vista possível concentração de tensões (veja-se também o item 44).

Flexão oblíqua

27. Quando o momento fletor atuar, em uma seção transversal, obliquamente em relação aos eixos principais de inércia, permite-se, se o cálculo não for feito no estágio III, considerar a superposição dos efeitos de duas solicitações: uma, principal, constituída da força normal, caso exista, e da componente do momento fletor, segundo um dos eixos principais da seção, que origina maiores tensões; e outra, secundária, constituída da componente do momento fletor segundo o outro eixo principal.

O cálculo das tensões devidas à solicitação principal será feito no estágio II, o das devidas à solicitação secundária será feito no estágio I contando-se apenas com a parte efetiva da seção correspondente ao cálculo da solicitação principal.

Exige-se, porém, o cálculo mais rigoroso, com linha neutra inclinada, sempre que a solicitação secundária origine, no concreto,

tensões de tração que excedam 20% da tensão de compressão causada no concreto pela solicitação principal.

Flambagem

28. Sempre que seja necessário verificar a segurança de uma peça com relação à flambagem, deve-se fazer o cálculo de acordo com a Teoria da Flambagem, considerando os módulos de elasticidade tangentes do concreto e do aço e levando em conta a deformação lenta do concreto, quando houver. O coeficiente de segurança a ser usado é 3.

Dispensa-se este cálculo nos seguintes casos:

- 1) se se tratar de peça reta sob carga axial:
 - a) quando $\lambda \leq 50$
 - b) quando $\lambda > 50$, se a carga de ruptura fôr dividida por:

$$\omega = \frac{100}{150 - \lambda} \text{ para } \lambda \leq 100$$

$$\omega = \frac{2 \lambda^3}{1.000.000} \text{ para } \lambda \geq 100$$

O raio de giração considerado no cálculo do índice de esbeltez λ é o raio de giração da seção transversal geométrica, no caso de peças sem cintamento, ou da seção transversal do núcleo, no caso de peças cintadas. A verificação da resistência à flambagem das peças cintadas, sempre que $\lambda > 50$, será feita para a seção total, sem consideração do cintamento.

No cálculo da carga de ruptura só devem ser consideradas como armadura longitudinal as barras cujo centro de gravidade esteja afastado do eixo da seção geométrica, normal ao plano de flambagem, de uma distância igual ou superior ao raio de giração.

O comprimento de flambagem l_f dos pilares de estruturas comuns de edifícios é considerado igual à distância entre os eixos das vigas, se as extremidades do pilar estiverem suficientemente seguras contra deslocamento lateral. Em caso contrário, o comprimento de flambagem deve ser aumentado de acordo com a Teoria da Flambagem.

Para os pilares perfeitamente engastados numa extremidade e inteiramente livres na outra, o comprimento de flambagem é o dobro do seu comprimento.

Os pilares que estiverem seguros, por meio de apoios laterais intermediários, contra a flambagem no plano correspondente ao raio de giração mínimo, deverão ser também verificados para a hipótese de flambagem na outra direção.

2) se se tratar de peça reta sob flexão composta, calculada para esta solicitação (não se deixando de levar em conta no valor do momento fletor o efeito do deslocamento do eixo da peça) e verificada de acordo com a alínea 1), supondo-se então a força normal agindo axial e isoladamente.

Torção

29. As peças solicitadas a torção, sempre que esta cause tensão principal σ_I superior ao limite estabelecido no item 97, alínea 2, devem ter armadura calculada para resistir a todos os esforços de tração oriundos da torção.

Nas peças fletidas solicitadas a torção, devem ser superpostas as tensões devidas a estas duas solicitações, permitindo-se o aumento de 30% nos limites estabelecidos no item 97, desde que estes não sejam ultrapassados para cada uma das solicitações consideradas separadamente.

Estados múltiplos de tensão e esforços de tração oriundos da força cortante

30. Nos pontos críticos em que ocorram estados múltiplos de tensão, é necessário demonstrar a segurança da peça. Tal demonstração é dispensável sempre que as tensões principais σ_I e σ_{II} satisfaçam às condições impostas no item 97.

Nas peças fletidas calculadas de acordo com os itens 25 e 27, basta que, na seção considerada, se determine σ_I no ponto em que é máxima a tensão de cisalhamento, calculada pela fórmula:

$$\tau = \frac{Q}{b_o z}$$

com z correspondente ao estádio I quando não houver armadura suficiente para resistir a todos os esforços de tração oriundos da força cortante.

Nas peças de altura variável far-se-á a devida correção, subtraindo de Q (se M e h crescerem no mesmo sentido), ou a êle acrescentando (se M e h crescerem em sentidos opostos) a quantidade

$$\frac{M}{h} \operatorname{tg} \theta.$$

Nos trechos em que essa tensão principal de tração σ_I seja maior que o limite estabelecido na alínea 2 do item 97, deve-se dispor armadura para resistir a todos os esforços de tração oriundos da fôrça cortante.

Aderência

31. Havendo, na armadura de tração das peças fletidas, barras de diâmetro maior que 26 mm ou feixes de barras, deve-se calcular a tensão de aderência entre elas e o concreto, pela fórmula:

$$\tau_a = \frac{b_o}{u_t} \tau.$$

Quando houver barras dobradas, fazendo ângulo $\alpha \leq 45^\circ$ com o eixo da viga, calculadas para resistir à fração f dos esforços de tração σ_I permite-se reduzir a tensão de aderência, nas barras ainda não dobradas, multiplicando-a por:

$$1 - \frac{f}{1 + \operatorname{tg} \alpha}.$$

Cintamento

32. O efeito do cintamento, executado nos termos do item 40, será considerado no cálculo como trazendo ao concreto um aumento da tensão de ruptura a compressão (para a resistência definida no item 23) igual a

$$2 \frac{S_s}{S_n} \sigma_s$$

não se computando o concreto exterior ao núcleo. A resistência total das peças cintadas não deve, porém, ultrapassar o dôbro da resistência calculada como se não houvesse cintamento.

CAPÍTULO IV

DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

A — SEÇÃO TRANSVERSAL DA ARMADURA

Lajes

33. Nas lajes armadas numa só direção e nas lajes nervuradas, a armadura de distribuição deve ter, por metro, seção transversal de área igual ou superior a $1/8$ da área da armadura principal, respeitado o mínimo de $0,5 \text{ cm}^2$ por metro.

Vigas

34. Nas vigas devem ser observadas as seguintes prescrições:

a) A área da seção transversal da armadura de tração não deve ser inferior àquela com a qual o momento de ruptura calculado no estágio III é igual ao momento de ruptura da seção sem armadura de tração.

Nos casos de seção retangular e seção T pode-se considerar como valor mínimo dessa área uma fração de $b_0 h$, que será $0,25\%$ quando a armadura fôr constituída de barras de aço 37-CA ou 50-CA e $0,15\%$ se a armadura fôr constituída de barras de aço CA-T 40 ou CA-T 50.

Para os fins desta alínea a seção transversal da peça a ser considerada é a teóricamente necessária.

b) A distância entre o centro de gravidade da armadura de tração e o ponto da seção dessa armadura mais afastado da linha neutra não deve ser maior que 6% da altura útil, para que sua seção transversal possa ser considerada como concentrada no centro de gravidade.

c) Nas mesas das vigas de seção T deve haver armadura perpendicular à nervura, que se estenda por toda sua largura útil, com seção transversal de no mínimo $1,5 \text{ cm}^2$ por metro.

Pilares não cintados

35. A armadura longitudinal de um pilar não cintado deve ter seção transversal compreendida entre $0,8\%$ e 6% da seção do pilar. Permite-se reduzir o primeiro desses limites para $0,5\%$ sempre que $l/i \leq 30$. Nos pilares que tenham dimensões superiores

às exigidas pelo cálculo, a seção a considerar, para os fins dêste item, é apenas a teóricamente necessária.

Pilares cintados

36. A armadura longitudinal dos pilares cintados deve ter uma seção transversal compreendida entre 0,8% e 8% da seção do núcleo.

B — ESPAÇAMENTO DAS BARRAS DA ARMADURA

Lajes

37. Na região dos maiores momentos nos vãos das lajes, o espaçamento das barras da armadura principal não deve ser maior que 20 cm. Nas lajes armadas numa única direção, êste espaçamento não deve, também, ser maior que $2d$.

Os estribos nas lajes nervuradas, sempre que necessários, não devem estar afastados de mais de 20 cm.

A armadura de distribuição das lajes não deve ter menos de 3 barras por metro.

Vigas

38. A armadura longitudinal das vigas pode ser constituído de barras isoladas ou de feixes formados por 2, 3 ou 4 barras, não sendo permitido o uso de feixes formados por barras de mais de 20 mm de diâmetro.

O espaço livre entre barras, feixes ou luvas da armadura longitudinal de uma viga não deve ser menor que 12 mm (nem menor que o diâmetro das próprias barras, feixes ou luvas).

O espaçamento dos estribos deve ser no máximo igual à metade da altura total da viga, não podendo ir além de 30 cm. Se houver armadura de compressão, indicada pelo cálculo, aquêle espaçamento não pode também ser maior que 21 vezes o diâmetro das barras dessa armadura, no caso de aço 37-CA ou 50-CA, e que 12 vezes êsse diâmetro no caso de aço CA-T 40 ou CA-T 50.

Pilares não cintados

39. Junto ao contôrno do pilar não cintado deve haver em qualquer seção transversal barras longitudinais espaçadas no máxi-

mo de 40 cm. O espaçamento dos estribos não deve ser maior que qualquer dos seguintes valores: $340 \delta'^2/\delta$, 30 cm e (para aço 37-CA e 50-CA) 21δ ou (para aço CA-T 40 e CA-T 50) 12δ .

Pilares cintados

40. Pilares cintados são os que possuem armadura em hélice ou em anéis, de projeção circular, que obedeça às seguintes condições:

$$t \leq d'/5$$

$$t \leq 8 \text{ cm}$$

$$0,005 S_n \leq S_s \leq 3 S_f.$$

Cintamento de tipo diferente só é permitido nos blocos de apoio ou articulações, desde que devidamente justificado.

C — PROTEÇÃO DA ARMADURA

Cobrimento

41. Tôdas as barras da armadura, principal ou não, devem ter cobrimento de concreto nunca menor que:

em lajes e paredes no interior de edifícios.....	1 cm
em lajes e paredes ao ar livre.....	1,5 cm
em vigas, pilares e arcos no interior de edifícios.	1,5 cm
em vigas, pilares e arcos ao ar livre.....	2 cm
em peças em contato com o solo.....	2 cm

Neste último caso exige-se, junto à armadura calculada para resistir a esforços de tração, se o solo não fôr rochoso, a interposição de uma camada de concreto simples, não computada no cálculo, com espessura mínima de 5 cm.

Em lajes no interior de edifícios, permite-se que 0,5 cm do cobrimento exigido seja feito com embôço.

Medidas especiais

42. Medidas especiais de proteção devem ser tomadas sempre que elementos da estrutura se achem expostos à ação prejudicial de agentes externos, tais como ácidos, álcalis, águas agressivas, óleo e gases nocivos, altas e baixas temperaturas.

Os coeficientes de segurança deverão nesses casos ser multiplicados por 1,2 (ou as tensões admissíveis reduzidas na mesma proporção, se se fizer o cálculo pelo estágio II).

D — DOBRAMENTO E FIXAÇÃO DAS BARRAS DA ARMADURA

Ganchos

43. Tôdas as barras das armaduras de tração devem ter em suas extremidades ganchos semi-circulares ou em ângulo agudo, dobrados sôbre pino com diâmetro mínimo igual a 2,5 vezes o diâmetro da barra para o aço 37-CA, 5 vezes o diâmetro da barra para os aços 50-CA e CA-T 40 e 6 vezes o diâmetro da barra para o aço CA-T 50, e com ponta reta de comprimento não inferior a 4 vezes o diâmetro da barra. Permite-se prescindir dos ganchos nas armaduras de tração — quando o diâmetro da barra não ultrapassar 7 mm para barras lisas, 10 mm para barras lisas torcidas e 14 mm para barras com mossas ou saliências, torcidas ou não, observado o item 45.

As barras das armaduras exclusivamente de compressão não devem ter ganchos.

Barras curvadas

44. A permanência na sua posição das barras curvadas nas zonas de tração deve ser garantida contra a tendência à retificação, por meio de estribos convenientemente distribuídos. Devem-se evitar mudanças bruscas de direção, sendo preferível prolongar as barras até a zona de compressão. O raio de curvatura de uma barra curvada não deve ser menor que 10 vezes o diâmetro para as barras de aço 37-CA, 13 vezes o diâmetro para as barras de aço 50-CA e CA-T 40, e 15 vezes o diâmetro para as barras de aço CA-T 50.

Quando houver barras curvadas dispostas em mais de uma camada, como nos nós dos pórticos, deve-se fazer a verificação das tensões de compressão produzidas pelo conjunto de barras sôbre o concreto, aumentando-se convenientemente o raio de curvatura das barras.

Comprimento de ancoragem

45. O comprimento de ancoragem das armaduras de tração será considerado igual a

$$\frac{n' \sigma_e}{\sigma_R} \delta$$

tendo n' um dos valores seguintes e obedecendo-se sempre ao disposto nos itens 43 e 49:

barras lisas com ganchos nas extremidades.....	$n' = 2,5$
barras lisas sem ganchos nas extremidades.....	$n' = 3,0$
barras lisas torcidas com ganchos nas extremidades.....	$n' = 2,0$
barras lisas torcidas sem ganchos nas extremidades.....	$n' = 2,5$
barras com mossas ou saliências, torcidas ou não, com ganchos nas extremidades.....	$n' = 1,6$
barras com mossas ou saliências, torcidas ou não, sem ganchos nas extremidades.....	$n' = 2,0$

As armaduras devem de preferência ser ancoradas em zona de compressão, caso em que, sendo a armadura de tração (exceto em tirantes), os comprimentos de ancoragem acima estipulados podem ser reduzidos a um terço.

Para as peças em balanço os comprimentos de ancoragem dados acima serão aumentados de 50%.

A verificação do comprimento de ancoragem é dispensada para barras com ganchos nas extremidades que satisfaçam à condição

$$\delta \leq 10 \sqrt[3]{l} \leq 26 \text{ mm}$$

(δ em mm, l em m),

nos seguintes casos:

- quando a armadura terminar na zona comprimida;
- quando a armadura for prolongada até o apoio, desde que a largura deste último seja, no caso de vigas, superior a 1/20 do vão e que não haja cargas concentradas a uma distância do apoio inferior a 5 vezes a largura deste.

Proteção contra flambagem da armadura

46. Sempre que houver possibilidade de flambagem das barras da armadura situadas junto ao contôrno da peça, devem ser tomadas precauções para evitá-la.

E — EMENDAS DAS BARRAS DA ARMADURA

Barras tracionadas

47. As barras sujeitas a tração sempre que possível não serão emendadas. Não pode haver mais de uma emenda na mesma seção transversal da peça, para cada grupo de cinco barras ou fração, exceto no caso de luvas, desde que entre elas exista, na direção transversal, o afastamento previsto no item 38. Para êste efeito considera-se a emenda por solda de tampo como se estendendo 5δ para cada lado. A distância mínima permitida entre duas emendas de uma mesma barra é de 4 m.

Tipos

48. As emendas podem ser de três tipos:

- a) por justaposição;
- b) com luvas ou outro dispositivo, desde que comprovada a eficiência dêste por laboratório nacional idôneo;
- c) com solda.

Emendas por justaposição

49. Nas emendas por justaposição o seu comprimento será no mínimo igual ao comprimento de ancoragem definido no item 45. Além disso, salvo o caso de armaduras exclusivamente de compressão, as barras terão sempre ganchos em suas extremidades. Esse tipo de emendas não pode ser executado em tirantes e pendurais, nem em barras de diâmetro maior que 26 mm.

Emendas com luvas

50. Nas emendas com luvas o metal das luvas deve ter os mesmos caraterísticos do das barras. Nos cálculos, será considerada a seção útil em cada seção transversal, descontada a altura dos filetes, devendo o comprimento da zona rosqueada ser suficiente para

transmitir o esforço. Não é permitido rosquear barras de aço torcidas (CA-T 40 e CA-T 50).

Emendas com solda

51. As emendas com solda só se farão em barras não torcidas, salvo permissão excepcional da Fiscalização, condicionada à aplicação de processos especiais e de controle rigoroso por laboratório nacional idôneo.

A eficiência do processo e a qualidade da solda devem ser comprovadas experimentalmente.

F — CANALIZAÇÕES

Condições gerais

52. A colocação de canalizações, no interior das peças de estrutura de concreto armado, deve ser feita de modo a não haver diminuição da resistência da estrutura.

Nas diversas partes da estrutura, o diâmetro externo das canalizações, salvo o caso em que estas apenas as atravessam de fora a fora no sentido da espessura, não deve ser maior que 1/3 da espessura do concreto e o seu espaçamento, de centro a centro, não deve ser menor que 3 diâmetros. Nas peças comprimidas, não é permitida a colocação de canalizações, não previstas no cálculo, que ocupem mais de 4% da seção transversal.

Não se permite a colocação de canalizações destinadas à passagem de fluidos com temperatura que se afaste de mais de 15°C da temperatura ambiente. O emprego de canalizações destinadas a suportar pressões internas que ultrapassem de 10% a pressão atmosférica só é permitido, dentro de peças com função estrutural, quando estas são apenas atravessadas por aquelas de fora a fora no sentido da espessura.

G — DIMENSÕES EXTERNAS DAS PEÇAS

Espessura das lajes

53. A espessura das lajes não deve ser menor que:

- a) 5 cm, em lajes de cobertura;

- b) 7 cm, em lajes de piso;
- c) 12 cm, em lajes destinadas a passagem de veículos.

Em lajes cogumelos, êsses limites devem ser elevados, respectivamente, para 12 cm, 15 cm e 15 cm.

Altura útil das lajes

54. A altura útil das lajes armadas em uma só direção não deve ser menor que:

- a) 2,8% do vão teórico em lajes simplesmente apoiadas;
- b) 2,5% do vão teórico em lajes com uma extremidade engastada e outra livremente apoiada ou nos vãos extremos das lajes contínuas não engastadas nas extremidades.
- c) 2,2% do vão teórico nos demais casos.

As lajes em balanço são equiparadas a lajes simplesmente apoiadas com vão teórico igual ao dôbro do comprimento do balanço, a partir da seção considerada.

Essas porcentagens aplicam-se às lajes armadas em cruz apoiadas nos quatro lados (alínea a: 4 apoios livres; alínea b: 3 ou 2 apoios livres; alínea c: 1 ou nenhum apoio livre), adotando-se para vão teórico o menor dos dois vãos, se êsse fôr inferior aos $2/2$ do maior, ou $2/3$ do maior dos dois vãos no caso contrário. Havendo um lado ou dois adjacentes sem apoio, o vão ou os vãos que lhes são normais se equiparam ao da laje em balanço.

No caso de lajes nervuradas, aquelas porcentagens, referindo-se à altura útil das nervuras, devem ser multiplicadas por 1,5.

As alturas fixadas neste item podem ser reduzidas, desde que se demonstre que a flecha devida à carga acidental seja inferior a $1/1000$ do menor vão e que, acrescida da devida à carga permanente seja inferior a $1/500$ dêsse vão. Toma-se para módulo de elasticidade do concreto no caso da carga acidental 280.000 kg/cm^2 e e no caso da carga permanente 100.000 kg/cm^2 .

Extensão dos apoios das lajes

55. A extensão dos apoios externos de uma laje sôbre alveação deve ser menor que a espessura daquela.

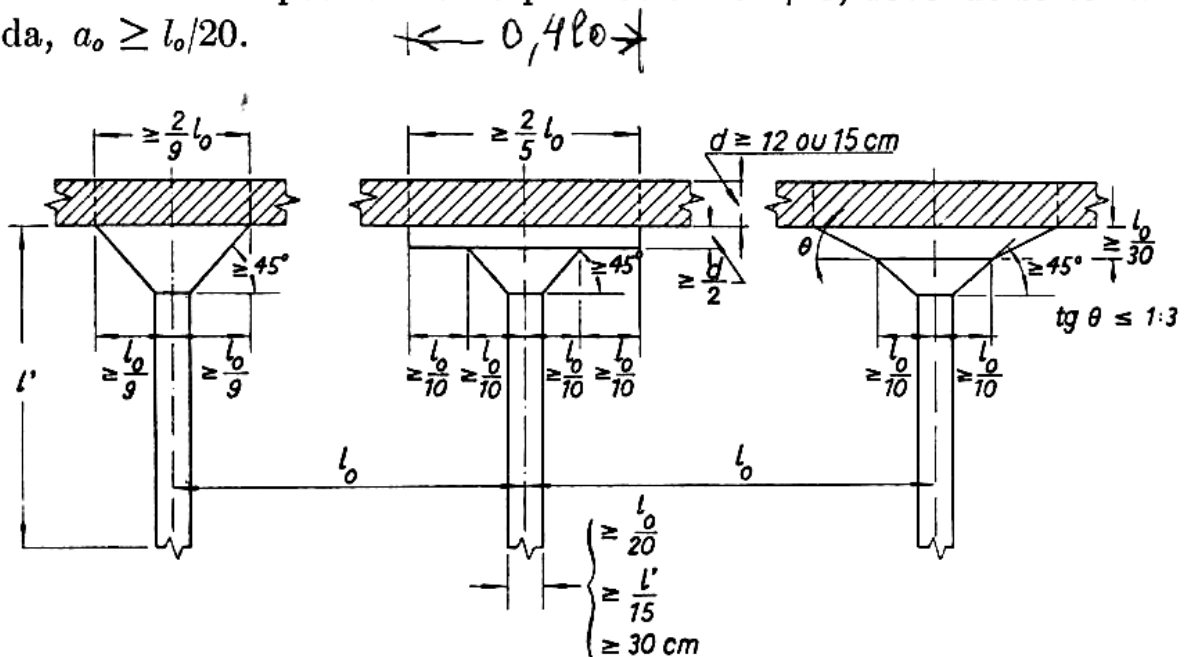
Largura dos vigas

56. As vigas de seção retangular e as nervuras das vigas de seção T não devem ter largura menor que 8 cm.

Dimensões dos pilares

57. A menor dimensão dos pilares não cintados e o diâmetro do núcleo dos pilares cintados não devem ser inferiores a 20 cm, nem a $1/25$ de sua altura.

Se os pilares suportarem lajes cogumelos, estes limites devem ser elevados respectivamente para 30 cm e $l'/15$, devendo-se ter ainda, $a_0 \geq l_0/20$.



Quando se tratar de pilar que suporte laje cogumelo, poderá a Fiscalização permitir a construção de pilares com uma das dimensões menor do que a acima prescrita, desde que se multiplique o coeficiente de segurança por 1,3, nos seguintes casos:

a) pilares de seção transversal, com raio de giração não menor do que 6 cm, composta de retângulos (cantoneiras, zês, tês, duplos tês), cada um dos quais com largura não inferior a 10 cm nem a $1/15$ do seu comprimento;

b) em caráter excepcional, pilares de seção transversal retangular com largura não inferior a 12 cm e comprimento não superior a 60 cm, apoiados no elemento estrutural subjacente em toda a extensão de sua base, consideradas obrigatoriamente no seu cálculo a flexão oriunda das ligações com lajes e vigas e a flambagem conjunta dos pilares superpostos.

Dimensões dos capitéis

58. As dimensões dos capitéis dos pilares que suportam lajes cogumelos devem obedecer às seguintes prescrições, se o cálculo fôr feito de acôrdo com a alínea b) do item 16:

a) $a_o \geq 2/9 l_o$, se não houver mísulas nem reforços da laje;

b) $a_o \geq 1/5 l_o$, se houver mísula; esta deve estar de acôrdo com o disposto no item 9 e ter altura, acima do capitel, maior que $l_o/30$;

c) $a_o \geq 1/5 l_o$, se houver refôrço da laje, o qual deve consistir numa placa de espessura não menor que $d/2$ e de comprimento não menor que $2/5 l_o$.

A inclinação útil dos capitéis, sôbre a horizontal, não pode ser menor que 45° .

CAPÍTULO V

EXECUÇÃO DAS OBRAS

A — FÔRMAS E ESCORAMENTOS

Fôrmas

59. As fôrmas devem se adaptar exatamente às formas e dimensões das peças da estrutura projetada e devem ser construídas de modo a não se poderem deformar sensivelmente, quer sob a ação de fatôres ambientes quer sob a da carga, especialmente a do concreto fresco nos pilares e paredes. Nas peças de grande vão, deve-se dar às fôrmas a sobreelevação necessária para compensar a deformação inevitável provocada pelo pêso do material nelas introduzido.

Resistência

60. As fôrmas e os escoramentos devem ser construídos de modo tal que as tensões neles provocadas, quer pelo seu pêso e pelo da estrutura, quer pelas cargas acidentais que possam atuar durante a execução da obra, não ultrapassem os limites de segurança consagrados pela prática, para os materiais de que são feitos. Igual precaução deve ser tomada quanto às tensões provocadas, no solo ou no piso inferior dos prédios de vários pavimentos, pelas cargas transmitidas pelo escoramento. Não se admitem pontaletes

de madeira de seção menor que $5 \text{ cm} \times 7 \text{ cm}$. Os pontaletes de mais de 3 m de comprimento devem ser contraventados, salvo se fôr demonstrada a desnecessidade desta medida para evitar a flambagem. Em qualquer caso poderá a Fiscalização exigir a demonstração da estabilidade do escoramento.

Emenda nos pontaletes de madeira

61. Cada pontalete de madeira só pode ter uma emenda, a qual não deve ser feita no têrço médio de seu comprimento. Nas emendas, os topos das duas peças a emendar devem ser planos e normais ao eixo comum; em tôdas as faces laterais dum pontalete emendado devem ser pregadas cobrejuntas de madeira.

Dispositivo para retirada das fôrmas e do escoramento

62. A construção das fôrmas e do escoramento deve ser feita de modo a haver facilidade na retirada dos seus diversos elementos. Para que se possa fazer esta retirada sem choques, o escoramento deve apoiar-se sôbre cunhas, caixas de areia ou outros dispositivos apropriados a êsse fim. Quando existirem ligações de aço que permaneçam no interior do concreto, deve-se providenciar para que com relação a elas, nas superfícies não revestidas do concreto, seja obedecido o disposto no item 41, salvo se as partes salientes ficarem embutidas em alvenaria.

Precauções anteriores ao lançamento do concreto

63. Antes do lançamento do concreto devem ser vedadas as juntas e feita a limpeza do interior das fôrmas. Nas fôrmas de vigas estreitas e profundas, de paredes e de pilares, devem-se deixar, até o lançamento do concreto, aberturas, próximas ao fundo, para que se possa fazer a limpeza dêste.

As fôrmas de madeira devem ser molhadas até a saturação; para o escoamento da água em excesso deixar-se-ão furos nas fôrmas de vigas, paredes e pilares.

B — ARMADURA

Limpeza

64. Antes de serem introduzidas nas fôrmas, as barras de aço deverão ser convenientemente limpas.

Dobramento

65. As barras da armadura devem ser dobradas rigorosamente de acordo com o projeto. O dobramento deve ser feito, sempre que possível, a frio; havendo necessidade de ser feito a quente, não deve o aquecimento ser excessivo, a fim de que não fiquem prejudicadas as qualidades do metal. As barras de aço torcidas (CA-T 40 e CA-T 50) deverão ser sempre dobradas a frio.

Emendas

66. Emendas de barras da armadura, não previstas no projeto, só podem ser feitas com prévia autorização da Fiscalização.

Montagem

67. A armadura deve ser montada no interior das fôrmas na posição indicada no projeto e de modo que se mantenha firme durante o lançamento do concreto, conservando-se inalteradas as distâncias das barras entre si e às faces internas das fôrmas.

Permite-se, para isso, o uso de arame e tarugos de aço ou de tacos de concreto; nunca, porém, é admitido o emprêgo de aço cujo cobrimento, depois de lançado o concreto, tenha espessura menor que a prescrita no item 41. Nas lajes deve ser feita amarração das barras, de modo que em cada uma delas o afastamento entre duas amarrações não exceda 35 cm.

Proteção

68. Antes e durante o lançamento do concreto, as plataformas de serviço devem estar dispostas de modo a não acarretarem deslocamentos das armaduras.

C — AMASSAMENTO DO CONCRETO

Amassamento mecânico

69. O amassamento mecânico deve ser contínuo e durar o tempo necessário para permitir a homogeneização da mistura de todos os elementos, inclusive eventuais aditivos. Depois do adicionamento da água não deve decorrer mais que 30 minutos até o início do lançamento.

Amassamento manual

70. O amassamento manual do concreto, a empregar-se excepcionalmente em obras de pequena importância e quando permitido pela Fiscalização, deve ser realizado sôbre um estrado ou superfície plana impermeável e resistente. Misturam-se primeiramente a sêco os agregados e o cimento de maneira a obter-se côr uniforme; em seguida adiciona-se aos poucos a água necessária, prosseguindo-se a mistura até conseguir-se uma massa de aspecto uniforme. Não é permitido amassar-se, de cada vez, volume de concreto superior a 350 litros.

D — CONCRETAGEM

Transporte

71. O concreto deve ser transportado do local de amassamento para o de lançamento tão rapidamente quanto possível e o meio de transporte deve ser tal que não acarrete separação de seus elementos ou perda de qualquer dêles.

Lançamento

72. O concreto deve ser lançado logo após o fim do amassamento, não sendo permitido, entre o início e o fim do lançamento, intervalo superior a 30 minutos. Não se admite o uso de concreto remisturado.

Para os lançamentos que tenham de ser feitos a sêco, em recintos sujeitos à penetração de água, devem-se tomar as precauções necessárias para que não haja água no local em que se lança o concreto nem possa o concreto fresco ser por ela lavado.

Juntas de concretagem

73. Quando o lançamento do concreto fôr interrompido e, assim, formar-se uma junta de concretagem, devem ser tomadas as precauções necessárias para garantir, ao reiniciar-se o lançamento, a suficiente ligação do concreto já endurecido com o do novo trecho. A Fiscalização pode exigir que essas precauções consistam em se deixarem barras cravadas ou redentes no concreto mais velho. Antes de reiniciar-se o lançamento, deve ser removida a nata e feita a limpeza da superfície da junta. Não é permitida interrupção de con-

cretagem entre a nervura e a mesa das vigas de seção T e das lajes nervuradas.

Programa de lançamento

74. Nas grandes estruturas, far-se-á o lançamento do concreto segundo programa que será organizado tendo em vista o projeto do escoramento e as deformações que serão nêle provocadas pelo pêso próprio do concreto fresco, pelas cargas eventuais de serviço e por outras causas quaisquer, como a retração.

Adensamento

75. Durante e imediatamente após o lançamento, o concreto deve ser ou vibrado ou socado contínua e enèrgicamente por meio de hastes de socamento apropriadas. O adensamento deve ser cuidadoso para que o concreto envolva completamente a armadura e atinja todos os recantos da fôrma. Durante o adensamento, devem ser tomadas as precauções necessárias para que não se altere a posição da armadura nem se formem ninhos.

E — CURA, RETIRADA DAS FÔRMAS E DO ESCORAMENTO E PROVA DE CARGA

Cura

76. As superfícies do concreto expostas a condições que acarretem secagem prematura, devem ser protegidas por meios adequados de modo a se conservarem úmidas durante, pelo menos, sete dias contados do dia do lançamento.

Prazo para a retirada das fôrmas e do escoramento

77. A retirada das fôrmas e do escoramento só pode ser feita quando, a critério da Fiscalização, já se achar o concreto suficientemente endurecido para resistir às cargas que sôbre êle atuam. Todavia não se deve dar antes dos seguintes prazos:

Faces laterais.....	3 dias
Faces inferiores, deixando-se pontaletes bem encunhados e convenientemente espaçados.....	14 dias
Faces inferiores, sem pontaletes.....	21 dias

A redução destes prazos será permitida no caso do item 89 in fine e, a critério da Fiscalização, para concretos com cimento de alta resistência inicial ou com aditivos que aceleram o endurecimento.

Precauções na retirada do escoramento e das fôrmas

78. A retirada do escoramento e das fôrmas deve ser efetuada sem choques e obedecer a um programa elaborado de acordo com o tipo da estrutura.

Prova de carga

79. Quando a Fiscalização tiver dúvidas sobre a resistência de uma ou mais partes da estrutura, poderá exigir a realização de provas de carga. O programa para estas será traçado pela Fiscalização, de acordo com as Normas, em cada caso particular, tendo em vista as dúvidas que se queiram dirimir.

CAPÍTULO VI

MATERIAIS

A — CIMENTO

Tipos e especificações

80. Somente cimentos que obedecem às especificações brasileiras para cimento destinados à preparação de concretos (EB-1 e EB-2) são considerados na presente Norma. Outros tipos de cimento, em casos especiais, poderão ser admitidos, desde que suas propriedades características sejam suficientemente estudadas por laboratório nacional idôneo e que para eles sejam elaboradas especificações tendo como base os resultados obtidos.

Armazenamento

81. O cimento deve ser armazenado em local suficientemente protegido da ação das intempéries, da umidade do solo e de outros agentes nocivos às suas qualidades. Se o cimento não for fornecido a granel, deve ser conservado em sua embalagem original até a ocasião de seu emprego.

Lotes recebidos em épocas diversas não devem ser misturados, mas colocados separadamente de maneira a facilitar-se sua inspeção e seu emprêgo na ordem cronológica de recebimento.

B — AGREGADO

Especificações

82. Os agregados miúdo e graúdo devem satisfazer à Especificação EB-4.

Depósito

83. Agregados diferentes devem ser depositados em plataformas separadas, onde não haja possibilidade de se misturarem com outros agregados ou com materiais estranhos que venham prejudicar sua qualidade; também no seu manuseio devem-se tomar precauções para evitar essa mistura.

C — ÁGUA

Especificações

84. A água destinada ao amassamento do concreto deve ser isenta de teores prejudiciais de substâncias estranhas. Presumem-se satisfatórias as águas potáveis.

Ensaio nos casos duvidosos

85. Nos casos duvidosos, para verificar se a água em aprêço é prejudicial, far-se-ão ensaios comparativos de pega, de resistência a compressão da argamassa e de ataque à armadura. Estes ensaios serão feitos em igualdade de condições com água reconhecidamente satisfatória e com a água suspeita, e servirão de base à Fiscalização para aceitá-la ou recusá-la.

D — AÇO PARA AS ARMADURAS

Tipos e especificações

86. Somente barras de aço que satisfaçam às especificações brasileiras para barras de aço destinadas a armar concreto — EB-3 (barras lisas) e EB-130 (barras torcidas a frio para concreto arma-

do) — são consideradas na presente Norma. A Fiscalização poderá permitir o emprêgo de outros aços, desde que suas propriedades características sejam suficientemente estudadas por laboratório nacional idôneo e que, para êles, sejam elaboradas especificações tendo como base os resultados obtidos. Êste estudo deverá incluir obrigatoriamente a determinação da majoração eventualmente necessária dos coeficientes de segurança, a fim de que, sob a ação das cargas de cálculo, não surjam na estrutura fissuras com abertura máxima superior a 0,2 mm, respeitadas, além disso, quando fôr o caso, as condições impostas pelo item 42.

E — CARACTERÍSTICOS DO CONCRETO

Diâmetro máximo do agregado

87. O diâmetro máximo do agregado graúdo deve ser menor que 1/4 da menor dimensão da peça.

Consistência

88. A consistência do concreto deve estar de acôrdo, a critério da Fiscalização, com as dimensões da peça a concretar, com a distribuição das armaduras no seu interior e com os processos de lançamento e de adensamento a serem usados.

Resistência

89. A tensão σ_R na qual se baseia o cálculo das peças em função da carga de ruptura (estádio III) ou a fixação das tensões admissíveis, será igual à tensão mínima de ruptura do concreto a compressão, com 28 dias de idade, determinada em corpos de prova cilíndricos normais.

Considera-se, para os fins desta Norma, como tensão mínima de ruptura do concreto a compressão, a definida pelas fórmulas seguintes:

— quando houver sido determinado o coeficiente de variação da resistência do concreto, com pelo menos 32 corpos de prova da obra considerada ou de outra obra do mesmo construtor e de igual padrão de qualidade (item 92):

$$\sigma_R = (1 - 1,65 v) \sigma_{c28}, \text{ mas não maior que } 0,8 \sigma_{c28};$$

— quando não fôr conhecido o coeficiente de variação:

se houver contrôle rigoroso (item 92):

$$\sigma_R = 3/4 \sigma_{c28}$$

se houver contrôle razoável (item 92):

$$\sigma_R = 2/3 \sigma_{c28}$$

se houver contrôle regular (item 92):

$$\sigma_R = 3/5 \sigma_{c28}$$

No caso de se prever carregamento da estrutura com idade k inferior a 28 dias, substitui-se σ_{c28} por σ_{ck} .

F — DOSAGEM E CONTRÔLE DO CONCRETO

Dosagem racional

90. A dosagem racional pode ser feita por qualquer método baseado na relação entre a quantidade de água e o peso de cimento (relação água/cimento), desde que devidamente justificado e submetido à Fiscalização e desde que satisfaça às seguintes condições:

a) a fixação da relação água/cimento decorrerá da tensão σ_{c28} calculada de acôrdo com as fórmulas do item 89, em função da tensão mínima de ruptura especificada σ_R ; serão consideradas, além disso, as condições peculiares de cada obra, tais como a necessidade de impermeabilização, a resistência ao desgaste, à ação de águas agressivas ou às variações bruscas de temperatura e umidade, e a prevenção contra uma retração exagerada;

b) a relação entre as quantidades de agregados miúdo e graúdo, dependente da natureza dos materiais e da consistência desejada, será obtida por meio de tentativas, entre diversas misturas com consistência satisfatória;

c) a tensão mínima de ruptura a compressão do concreto σ_R não será em caso algum inferior a 110 kg/cm², devendo êste mínimo ser elevado para 135 kg/cm² quando fôr empregada armadura constituída por barras de aço torcidas (CA-T 40 ou CA-T 50).

Medida dos materiais

91. Sempre que se fizer dosagem racional devem ser obedecidas as seguintes condições:

a) o cimento deve ser medido em pêso, o que pode ser feito pela contagem de sacos, tomadas as devidas precauções para garantir a exatidão do pêso declarado de cada saco;

b) os agregados miúdo e graúdo devem ser medidos separadamente, em pêso ou em volume, devendo-se sempre levar em conta a influência da umidade, que será verificada no canteiro;

c) especial cuidado deve se tomado na medida da água, que deve ser feita com êrro não superior a 3%.

Padrão de qualidade da obra

92. O padrão de qualidade da obra é caraterizado pelo grau de contrôle da execução do concreto, que será considerado:

1) contrôle rigoroso: quando houver assistência permanente de engenheiro na obra e todos os materiais forem medidos em pêso, sendo a umidade dos agregados determinada freqüentemente e por método preciso;

2) contrôle razoável: quando apenas o cimento fôr medido em pêso e os agregados em volume, sendo a umidade dos agregados determinada freqüentemente e por método preciso;

3) contrôle regular: quando apenas o cimento fôr medido em pêso e os agregados em volume, sendo a umidade dos agregados simplesmente estimada.

Contrôle de resistência

93. O contrôle de resistência do concreto a compressão, obrigatório para os concretos dosados racionalmente, deve ser feito de acôrdo com os Métodos MB-2 e MB-3. A idade normal para a ruptura é a de 28 dias (salvo o caso do item 89, in fine); permite-se, todavia, a ruptura aos 7 dias, desde que se conheça a relação das resistências do concreto em aprêço para as duas idades.

Deve-se fazer um ensaio para cada 30 m³ de concreto lançado ou sempre que houver modificações nos materiais ou no traço; a Fiscalização, contudo, poderá exigir maior número de ensaios ou permitir sua redução. Cada ensaio deve constar da ruptura de, pelo menos, 2 corpos de prova.

Quando houver dúvida sôbre a resistência do concreto na estrutura, serão efetuados ensaios não destrutivos, de acôrdo com as Normas ou segundo método cujo emprêgo tenha sido suficiente-

mente estudado e aprovado por laboratório oficial. Em casos importantes e naqueles em que houver dúvidas sobre os resultados dos métodos de ensaio não destrutivo, serão também ensaiados corpos de prova extraídos da estrutura.

Dosagem empírica

94. A dosagem empírica será permitida somente para obras de pequeno vulto, com prévio consentimento da Fiscalização e sob as seguintes condições:

a) o consumo mínimo de cimento será de 300 kg por metro cúbico;

b) a porcentagem de agregado miúdo no volume total de agregado, antes da mistura, será fixada de maneira a obter-se um concreto com consistência adequada ao seu emprêgo; tal porcentagem deverá estar entre 30% e 50%;

c) a quantidade d'água será a mínima compatível com a consistência necessária;

d) a tensão mínima de ruptura a compressão supor-se-á ser $\sigma_R = 90 \text{ kg/cm}^2$.

CAPÍTULO VII

COEFICIENTES DE SEGURANÇA E TENSÕES ADMISSÍVEIS

A — COEFICIENTES DE SEGURANÇA (ESTÁDIO III)

Peças calculadas em função da carga de ruptura

95. Nos casos de peças calculadas em função da carga de ruptura os coeficientes de segurança serão os seguintes:

a) peças solicitadas a flexão simples ou composta (item 25)

$\nu = 1,65$ para tôdas as cargas permanentes, para as cargas acidentais definidas na NB-5 e para os esforços devidos à retração e à variação de temperatura

$\nu = 2,00$ para as demais cargas acidentais

b) peças solicitadas a compressão axial (itens 23 e 32) e a tração axial (item 24)

$\nu = 2,00$ para tôdas as cargas permanentes, para as cargas acidentais definidas na NB-5 e para os esforços devidos à tração e à variação de temperatura

$\nu = 2,40$ para as demais cargas acidentais.

Nos casos previstos nos itens 42 e 57, os coeficientes ν serão multiplicados respectivamente por 1,2 e 1,3.

B — TENSÕES ADMISSÍVEIS

Flexão simples e composta (estádio II) e armadura destinada a resistir aos esforços de tração oriundos da fôrça cortante e da torção

96. As tensões admissíveis para as peças solicitadas a flexão simples ou composta, quando calculadas no estágio II (item 25) serão as seguintes, devendo-se previamente multiplicar por 1,2 tôdas as cargas acidentais que não sejam as definidas na NB-5:

a) no concreto (tensão na borda da seção transversal, respeitado o disposto no final do primeiro parágrafo do item 25):

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_R}{2} \leq 110 \text{ kg/cm}^2$$

b) no aço (tensões de tração, inclusive para o cálculo das armaduras destinadas a resistir aos esforços de tração oriundos da fôrça cortante e da torção — itens 29 e 30):

aço 37-CA: $\bar{\sigma}_f = 1.500 \text{ kg/cm}^2$

aço 50-CA: $\bar{\sigma}_f = 1.800 \text{ kg/cm}^2$

aço CA-T 40: $\bar{\sigma}_f = 2.400 \text{ kg/cm}^2$

aço CA-T 50: $\bar{\sigma}_f = 3.000 \text{ kg/cm}^2$

c) nos casos previstos no item 42, tôdas as tensões admissíveis estabelecidas neste item serão divididas por 1,2.

Estados múltiplos de tensão

97. As condições a que se refere o item 30, relativas às tensões principais σ_I e σ_{II} , são as seguintes:

1) quando há esforços de tração e armadura calculada para resistir a todos êles:

$$\sigma_I \leq \begin{cases} \frac{\sigma_R}{7,5} \\ 25 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \quad \sigma_{II} \leq \frac{\sigma_R}{2,5} - 2 \sigma_I$$

2) quando não há armadura suficiente para resistir a todos os esforços de tração:

$$\sigma_I \leq \begin{cases} \frac{\sigma_R}{25} \\ 8 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \quad \sigma_{II} \leq \frac{\sigma_R}{2,5} - 5 \sigma_I$$

Aderência

98. O valor admissível da tensão média de aderência entre o concreto e a armadura é:

$$\frac{\sigma_R}{25} \leq 8 \text{ kg/cm}^2, \text{ para barras lisas;}$$

$$\frac{\sigma_R}{20} \leq 10 \text{ kg/cm}^2, \text{ para barras lisas torcidas;}$$

$$\frac{\sigma_R}{16} \leq 12 \text{ kg/cm}^2, \text{ para barras com mossas}$$

ou saliências, torcidas ou não.

Blocos de apoio e articulações

99. Nos blocos de apoio com forma de prisma retangular de altura não menor que a largura, a tensão admissível é

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_R}{2} \sqrt[3]{S_c/S_o} \leq 150 \text{ kg/cm}^2$$

valor êste que pode ser ampliado para

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_R}{2} \sqrt{S_c/S_o} \leq 180 \text{ kg/cm}^2$$

se a área carregada tiver contôrno homotético da do bloco, em relação ao centro de gravidade comum.

Nas articulações Freyssinet e nas articulações de concreto a serem calculadas pela fórmula de Hertz, desde que a largura da zona

de contato não seja maior que 1/5 da do bloco e que $\sigma_R \geq 225 \text{ kg/cm}^2$, permite-se elevar os limites de 150 kg/cm^2 e 180 kg/cm^2 prescritos no parágrafo anterior para

$$\frac{\sigma_R}{1,5} \leq 300 \text{ kg/cm}^2.$$

Nos blocos de apoio e nas articulações acima referidas deve ser disposta armadura para resistir a todos os esforços de tração.

+ + +

Comentários Técnicos e Exemplos de Aplicação da NB-1 - PUBLICAÇÕES TÉCNICAS IBRACON em 2006

Conforme resumiu o Engo. Lobo Carneiro, a NB-1:1940, embora ainda baseada no chamado "estádio II", isto é, nas teorias elásticas e nos conceitos de tensão admissível, já incluía o cálculo na ruptura, no "estádio III", para peças solicitadas à compressão axial e o admitia com restrições como alternativa para peças fletidas. O chamado "estádio III" já era nessa época objeto de debate entre os especialistas brasileiros e também de pesquisas em outros países, embora não figurasse em nenhuma norma oficial estrangeira. Ao acompanhar a evolução das normas estruturais brasileiras para concreto verifica-se que estas sistematicamente se anteciparam, de modo pioneiro, às normas de outros países, com a inclusão dos mais recentes avanços da tecnologia do concreto armado.

Esse aspecto pioneiro das normas estruturais brasileiras se acentuou ainda mais com a visão da NB-1:1960, que além de adotar definitivamente como método principal o "cálculo de ruptura", introduziu antes do CEB o conceito de "resistência característica", resultante da aplicação de critérios estatísticos aos ensaios de controle de qualidade de concreto. A partir de 1960 tornou-se mais ativa a participação brasileira nos trabalhos do CEB e da RILEM. Em consequência dessa interação, a NB-1:1978 é inteiramente coerente com as Recomendações Internacionais do CEB da mesma época.

+ + +