

# O Estado da Arte em Normalização de Concreto

*O que você precisa saber*



## Os Avanços da Nova ABNT NBR 6118:2023

Alio E. Kimura

*Secretário da CE-002:124.015*

# Apresentação

1

*Processo de Revisão*

2

*Principais Novidades*

3

*Proposta de Emenda*



ABNT  
NBR 6118  
2023



Emenda  
2024

# Trabalho em Grupo



*Muitas pessoas trabalham e contribuem em prol de toda classe, de forma voluntária e abnegada.*



Em 2018



*Reuniões presenciais CT-301.  
108 sugestões recebidas.*



Em 2019



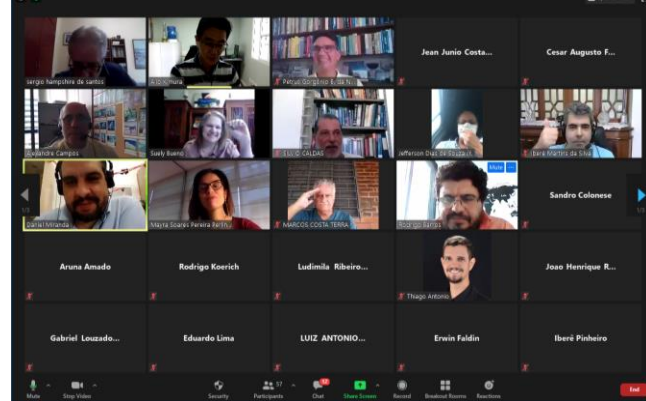
*Reativação do CB-002:124.015.  
Coordenadora: Suely B. Bueno.  
Secretário: Alio E. Kimura.*





# Em 2020/2021

*2 reuniões presenciais.  
16 reuniões remotas.  
Média de 70 participantes.*



**Ao todo, 182 sugestões analisadas nas plenárias,  
dentre as quais 134 foram aprovadas.**



# Em 2022

*Consulta Nacional.*



ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS  
FORO NACIONAL DE NORMALIZAÇÃO  
CERTIFICADORA DE PRODUTOS E SISTEMAS

## RELATÓRIO DE CONSULTA NACIONAL (Projeto de Norma)

|   |   |
|---|---|
| <p>Início da Consulta : 04/10/2022</p>            | <p>Término da Consulta : 03/11/2022</p> <p>Relatório gerado em : 04/11/2022</p> |
| <p>Projeto de Revisão ABNT NBR 6118</p>           |   |
| <p>Título : Projeto de estruturas de concreto</p> |   |
| <p>APROVAÇÃO SEM RESTRIÇÃO</p>                    |   |
| <p>(TOTAL = 51)</p>                               |   |



## Em 2022

*13/12/2022: reunião especial com 115 participantes para análise de votos recebidos na Consulta Nacional.*



**Cerca de 250 sugestões foram recebidas junto com os votos!**

- *Sob consenso de todos os presentes, o texto da Consulta Nacional foi **APROVADO** para publicação.*
- *Todas sugestões de forma serão analisadas pela coordenadora e secretário. Desse conjunto, as sugestões consideradas pertinentes serão incluídas no texto que será publicado.*
- *Todas sugestões de conteúdo, serão analisadas, debatidas e terão sua decisão de liberadas em futuras reuniões. Desse conjunto, as sugestões aprovadas serão publicadas numa **Futura Emenda**.*





# Em 2023

*Publicação da ABNT NBR 6118:2023 em 28/8/2023  
num evento solene na FIESP/SP*

EVENTO APOIADO  SINDUSCON SP



A Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, o Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON e a Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural - ABECE têm a satisfação de convidar para:

## **LANÇAMENTO DA REVISÃO DA ABNT NBR 6118/23**

que acontecerá no dia 28 de agosto de 2023, das 16h às 18h no Espaço Nobre da Fiesp em São Paulo.

Na oportunidade, será realizada solenidade entre ABNT e IPEM-SP.

Apoio Institucional:



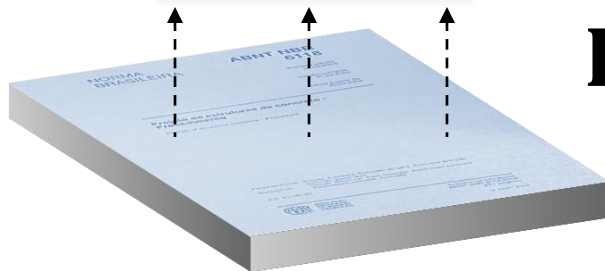
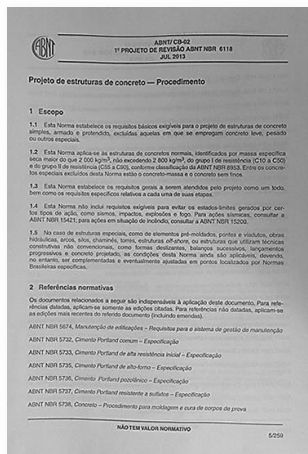
Patrocínio:



## Principais Novidades







Principais  
Novidades

Mesmas seções.

Base de 2003/2014

## 7.4 - DURABILIDADE DO CONCRETO DE COBRIMENTO

7.4.1 Atendidas as demais condições estabelecidas nesta seção, a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura.

7.4.2 Ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e classe de agressividade prevista em projeto devem estabelecer os parâmetros mínimos a serem atendidos. Na falta destes e devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento e a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, permite-se que sejam adotados simultaneamente os requisitos mínimos expressos na Tabela 7.1.

**Tabela 7.1 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto**

| Concreto <sup>a</sup>              | Tipo <sup>b, c</sup> | Classe de agressividade (Tabela 6.1) |        |        |        |
|------------------------------------|----------------------|--------------------------------------|--------|--------|--------|
|                                    |                      | I                                    | II     | III    | IV     |
| Relação água/cimento em massa      | CA                   | ≤ 0,65                               | ≤ 0,60 | ≤ 0,55 | ≤ 0,45 |
|                                    | CP                   | ≤ 0,60                               | ≤ 0,55 | ≤ 0,50 | ≤ 0,45 |
| Classe de concreto (ABNT NBR 8953) | CA                   | ≥ C20                                | ≥ C25  | ≥ C30  | ≥ C40  |
|                                    | CP                   | ≥ C25                                | ≥ C30  | ≥ C35  | ≥ C40  |

<sup>a</sup> O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

<sup>b</sup> CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

<sup>c</sup> CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

*Principais  
Novidades*





## Principais Novidades

**7.4.7.2** Para garantir o cobrimento mínimo ( $c_{\min}$ ), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal ( $c_{\text{nom}}$ ), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução ( $\Delta c$ ). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 7.2, para  $\Delta c = 10 \text{ mm}$ .

**7.4.7.3** Nas obras correntes, o valor de  $\Delta c$  deve ser maior ou igual a 10 mm.

**7.4.7.4** Para estruturas projetadas de acordo com a ABNT NBR 9062, quando houver um controle adequado de qualidade e limites rígidos de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução, pode ser adotado o valor  $\Delta c = 5 \text{ mm}$ , mas a exigência de controle rigoroso deve ser explicitada nos desenhos de projeto. Permite-se, então, a redução dos cobrimentos nominais, conforme a Tabela 7.2, em 5 mm.

**7.4.7.5** Os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser:

- a)  $c_{\text{nom}} \geq \phi \text{ barra}$ ;
- b)  $c_{\text{nom}} \geq \phi \text{ feixe} = \phi_n = \phi \sqrt{n}$ ;
- c)  $c_{\text{nom}} \geq 0,5 \phi \text{ bainha}$ .

**7.4.7.6** A dimensão máxima característica do agregado grão utilizado no concreto não pode superar em 20 % a espessura nominal do cobrimento, ou seja:

$$d_{\text{máx}} \leq 1,2 c_{\text{nom}}$$

Para análises no estado-limite último, podem ser empregados o diagrama tensão-deformação idealizado mostrado na Figura 8.2 ou as simplificações propostas na Seção 17.

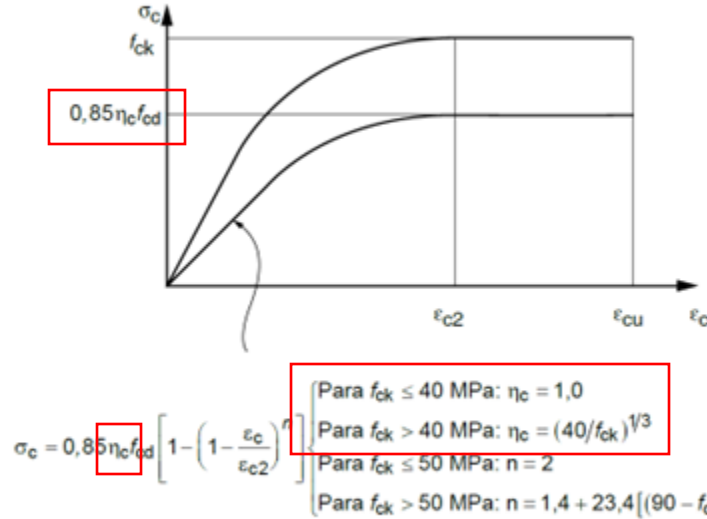


Figura 8.2 – Diagrama tensão-deformação idealizado

Os valores a serem adotados para os parâmetros  $\epsilon_{c2}$  (deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico) e  $\epsilon_{cu}$  (deformação específica de encurtamento do concreto)

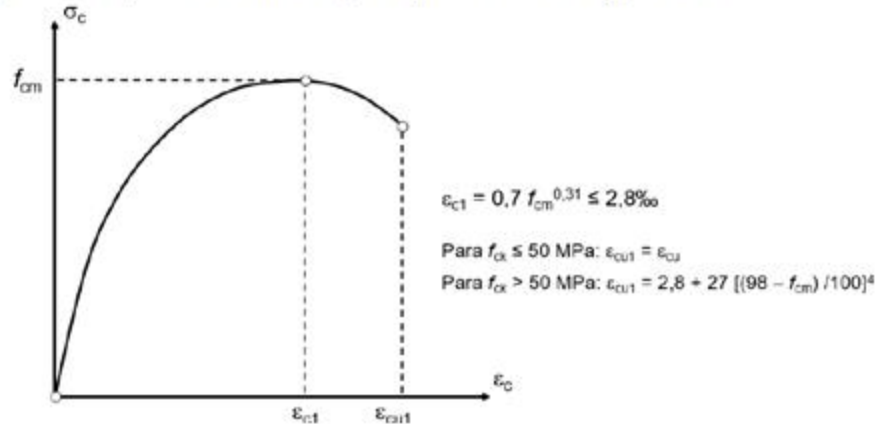
## Principais Novidades

| $f_{ck}$ (MPa) | $\eta_c$ |
|----------------|----------|
| $\leq 40$      | 1,00     |
| 50             | 0,93     |
| 60             | 0,87     |
| 70             | 0,83     |
| 80             | 0,79     |
| 90             | 0,76     |

*Novo coeficiente de fragilidade baseado no fib MC 2020.*

## Principais Novidades

Para a análise estrutural não linear, pode, alternativamente, ser utilizado o diagrama de tensão-deformação para a compressão simples de curta duração representado na Figura 8.3.



**Figura 8.3 – Diagrama de tensão-deformação para análise não linear**

Para utilização do gráfico na Figura 8.3, adotar:  $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)}$ .

Para cargas de longa duração, os efeitos da fluência devem ser convenientemente considerados.

8.2.10.2 Tração

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}$$

onde:

$$k = 1,05E_{cm} |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$$

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

$$\varepsilon_{c1} = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8\text{‰}$$



## Principais Novidades

Para os efeitos desta Norma, a capacidade aderente entre o aço e o concreto está relacionada ao coeficiente  $\eta_1$ , cujo valor está estabelecido na Tabela 8.2.

~~Tabela 8.2 – Valor do coeficiente de aderência  $\eta_1$~~

| Categoria do aço | $\eta_1$ |
|------------------|----------|
| CA-25            | 1,00     |
| CA-50            | 2,25     |
| CA-60            | 1,00     |

### 8.3.3 Massa específica

Pode-se adotar para a massa específica da armadura passiva o valor de 7 850 kg/m<sup>3</sup>.

**ABNT NBR 7480**

**Barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado**



## Principais Novidades

$M_A$  e  $M_B$  são os momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar, obedecendo à análise de 1ª ordem no caso de estruturas de nós fixos e os momentos totais (1ª ordem + 2ª ordem global) no caso de estruturas de nós móveis. Deve ser adotado para  $M_A$  o maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado e para  $M_B$  o sinal positivo, se tracionar a mesma face que  $M_A$ , e negativo, em caso contrário.

b) para pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura:

$$\alpha_b = 1,0$$

c) para pilares em balanço;

$$\alpha_b = 1,0$$

d) para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo estabelecido em 11.3.3.4.3:

$$\alpha_b = 1,0$$

15.8.3 Determinação dos efeitos locais de 2ª ordem



$t_f$  é a espessura.

O valor de  $\ell_e$  depende dos vínculos de cada uma das extremidades verticais da lâmina, conforme Figura 15.4.

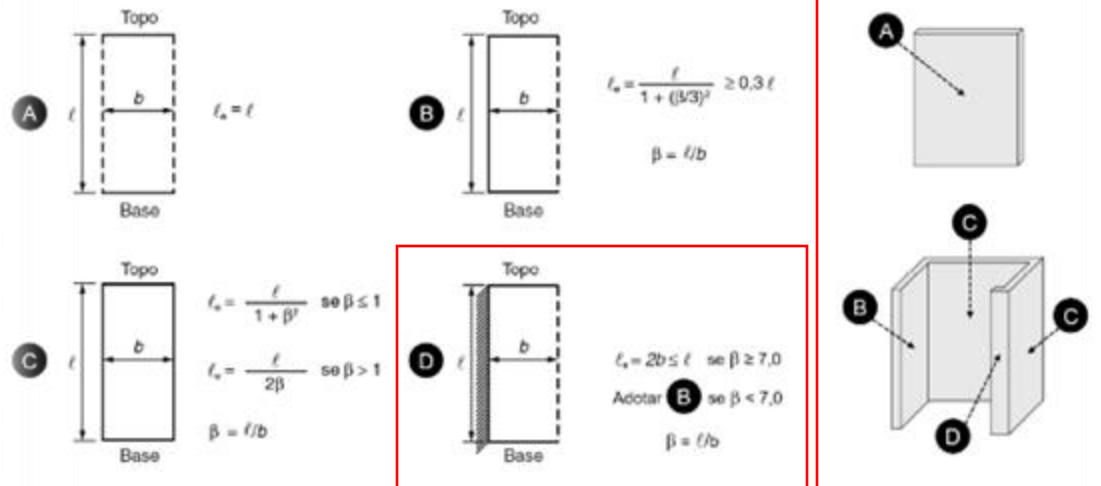


Figura 15.4 – Comprimento equivalente  $\ell_e$

Se o topo e a base forem engastados e  $\beta \leq 1$ , os valores de  $\lambda_i$  podem ser multiplicados por 0,85.

### 15.9.3 Processo aproximado para consideração do efeito localizado de 2ª ordem

Nos pilares-parede simples ou compostos, onde a esbeltez de cada lâmina que os constitui for menor que 90, pode ser adotado o procedimento aproximado descrito a seguir para um pilar-parede simples.

*Principais  
Novidades*



## Principais Novidades

### 17.2.4.3.2 Verificação simplificada

Admite-se que a segurança em relação ao estado-limite último no ato de protensão seja verificada no estágio I (concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais), desde que as seguintes condições sejam satisfeitas:

- a) a tensão máxima de compressão na seção de concreto, obtida através das solicitações ponderadas de  $\gamma_p = 1,1$  e  $\gamma_f = 1,0$  não pode ultrapassar os seguintes valores:

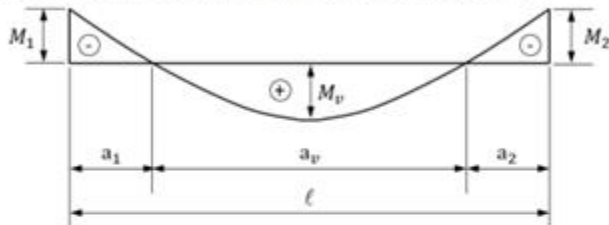
$0,7 f_{ckj}$  para  $f_{ck} \leq 50$  MPa

$0,7 [1,0 - (f_{ckj} - 50) / 200] f_{ckj}$  para  $50 < f_{ck} \leq 90$  MPa

- b) a tensão máxima de tração do concreto não pode ultrapassar 1,2 vez a resistência à tração  $f_{ctm}$  correspondente ao valor  $f_{ckj}$  especificado;
- c) quando nas seções transversais existirem tensões de tração, deve haver armadura de tração calculada no estágio II. Para efeitos de cálculo, nessa fase da construção, a força nessa armadura pode ser considerada igual à resultante das tensões de tração no concreto no estágio I. Essa força não pode provocar, na armadura correspondente, acréscimos de tensão superiores a 150 MPa no caso de fios ou barras lisas e a 250 MPa em barras nervuradas.

### 17.2.4.4 Estado-limite de serviço

Para vãos de vigas contínuas, quando for necessária maior precisão, pode-se adotar, para a rigidez equivalente, o valor ponderado com o critério estabelecido na Figura 17.3.



$$(EI)_{eq} = \frac{1}{l} \left[ (EI)_{eq,1} \cdot a_1 + (EI)_{eq,v} \cdot a_v + (EI)_{eq,2} \cdot a_2 \right]$$

onde:  $\begin{cases} (EI)_{eq,1} \text{ é a rigidez equivalente no trecho 1;} \\ (EI)_{eq,v} \text{ é a rigidez equivalente no trecho de momentos positivos;} \\ (EI)_{eq,2} \text{ é a rigidez equivalente no trecho 2.} \end{cases}$

Figura 17.3 – Rigidez equivalente para vãos de vigas contínuas

Em cada trecho, a rigidez equivalente deve ser calculada com  $EI_{II}$  considerando as  $M_s$  existentes no trecho e com  $M_s$  igual a  $M_1$ ,  $M_v$  e  $M_2$  respectivamente.

Principais  
Novidades

## ABNT NBR 6118:2014 Comentários e Exemplos de Aplicação

### ABNT NBR 6118:2014 Comentários e exemplos de aplicação

CT 301 Projeto de Estruturas de Concreto  
Comitê Técnico Conjunto ABCE/IBRACON



CT 301 Projeto de Estruturas de Concreto  
Comitê Técnico Conjunto ABCE/IBRACON



Comitê Técnico Conjunto ABCE/IBRACON

A armadura de pele, calculada de acordo com 17.3.5.2.3, deve ser disposta de modo que o afastamento entre as barras não ultrapasse  $d/3$  e 20 cm.

### 18.3.6 Armadura de suspensão

Nas proximidades de cargas concentradas transmitidas à viga por outras vigas ou elementos discretos que nela se apoiem ao longo ou em parte de sua altura, ou fiquem nela pendurados, deve ser colocada armadura de suspensão.

A armadura de suspensão deve ser somada à armadura de cisalhamento devida à força cortante e/ou ao momento torsor.

No caso de vigas não penduradas, a armadura de suspensão pode ser disposta na viga de apoio e na viga apoiada. Na viga de apoio, deve ser posto um mínimo de 75 % da armadura calculada do tirante, em uma extensão máxima equivalente a  $h_{\text{viga apoio}}$ , considerada a metade desta altura para cada um dos lados, a partir do ponto de cruzamento. Na viga apoiada deve ser posto um máximo de 25 % da armadura calculada do tirante, em uma extensão máxima equivalente a  $h_{\text{viga apoiada}}$ , considerada a metade para cada um dos lados, a partir do ponto de cruzamento. Caso a viga apoio e/ou a viga apoiada não se estender além do ponto de cruzamento, toda a armadura deve ser posta na extensão máxima correspondente a  $h_{\text{viga}} / 2$ .

No caso de vigas não penduradas com faces superiores coincidentes, pode ser aplicado um fator de redução da carga de suspensão dado por  $(1 - h_d / h_{\text{viga apoio}})$ , onde  $h_d$  é a diferença de nível medida entre as faces inferiores das vigas, e  $h_{\text{viga apoio}}$  é a altura da viga de apoio.

Define-se uma situação de viga pendurada quando a face inferior da viga apoiada está abaixo da face inferior da viga de apoio.

### 18.3.7 Armaduras de ligação mesa-alma ou talão-alma

Os planos de ligação entre mesas e almas ou talões e almas de vigas devem ser verificados com



*Principais  
Novidades*

O valor de  $\tau_{Rd2}$  pode ser ampliado de 20 % por efeito de estado múltiplo de tensões junto a um pilar interno, quando os vãos que chegam a esse pilar não diferem mais de 50 % e não existem aberturas junto ao pilar.

### 19.5.3.2 Tensão resistente na superfície crítica C' em elementos estruturais ou trechos sem armadura de punção

A verificação de tensões na superfície crítica C' deve ser efetuada como a seguir:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \left( 1 + \sqrt{20/d} \right) (100 \rho f_{ck})^{1/3} + 0,10 \sigma_{cp}$$

sendo

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0,02$$

$$d = (d_x + d_y) / 2$$

$$(1 + \sqrt{20/d}) \leq 2$$

onde

$d$  é a altura útil da laje ao longo do contorno crítico C' da área de aplicação da força, em centímetros;

$\rho$  é a taxa geométrica de armadura (desprezada);

$\rho_x$  e  $\rho_y$  são as taxas de armadura nas direções x e y;

A tensão  $\sigma_{cp}$  gerada pela força axial deve ser calculada conforme a seguir:

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cp,x} + \sigma_{cp,y}}{2} \leq 3,5 \text{ MPa}$$

sendo

$$\sigma_{cp,x} = \frac{N_{Sd,x}}{A_c}; \quad \sigma_{cp,y} = \frac{N_{Sd,y}}{A_c}$$

onde

$N_{Sd,x}$ ;  $N_{Sd,y}$  são as forças axiais de compressão, devidas, por exemplo, à protensão, atuantes no contorno C'. O efeito favorável da compressão deve considerar as perdas de protensão e as perdas devidas às restrições axiais. Os valores de  $N_{Sd,x}$  e  $N_{Sd,y}$  devem ser determinados por modelos que levem em conta a real distribuição da protensão na seção transversal considerada da laje como um todo.

*Principais  
Novidades*



O cálculo das tensões decorrentes de flexão composta pode ser feito no estágio II, onde é desprezada a resistência à tração do concreto.

O cálculo das tensões decorrentes da força cortante em vigas deve ser feito pela aplicação dos modelos I ou II, conforme 17.4.2.2 e 17.4.2.3, respectivamente, com redução da contribuição do concreto, como a seguir:

- no modelo I, o valor de  $V_c$  deve ser multiplicado pelo fator redutor 0,5;
- no modelo II, a inclinação das diagonais de compressão,  $\theta$ , deve ser corrigida pela equação:

$$\operatorname{tg} \theta_{\text{cor}} = \sqrt{\operatorname{tg} \theta} \leq 1$$

devendo-se adotar:

$$\gamma_f = 1,0$$

$$\gamma_c = 1,4$$

O cálculo das tensões decorrentes da força cortante em vigas deve ser feito pela aplicação dos modelos I ou II, conforme 17.4.2.2 e 17.4.2.3, respectivamente, com redução da contribuição do concreto, como a seguir:

- no modelo I, o valor de  $V_c$  deve ser multiplicado pelo fator redutor 0,5;
- no modelo II, o valor de  $V_c$  ~~deve ser multiplicado pelo fator redutor 0,5~~ e a inclinação das diagonais de compressão,  $\theta$ , deve ser corrigida pela equação:

$$\operatorname{tg} \theta_{\text{cor}} = \sqrt{\operatorname{tg} \theta} \leq 1$$

Antes



## Principais Novidades



Tabela 23.2 – Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços dentro do concreto <sup>a</sup> (continua)

| Armadura passiva, aço CA-50   |   |      |     |     |     |     |     |     |                   |
|---|---|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-------------------|
| Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$ , para $2 \times 10^6$ ciclos<br>Mpa                             |   |      |     |     |     |     |     |     |                   |
| Caso  | $\phi$<br>mm  |      |     |     |     |     |     |     | Tipo <sup>b</sup> |
|   | 10  | 12,5 | 16  | 20  | 22  | 25  | 32  | 40  |                   |
| Barras retas ou dobradas com $D \geq 25\phi$  | 190   | 190  | 190 | 185 | 180 | 175 | 165 | 150 | T <sub>1</sub>    |
| Barras dobradas ou estribos d. e com $D < 25\phi$   |   |      |     |     |     |     |     |     | T <sub>1</sub>    |
| $D_{min} = 8\phi$ , para $\phi \geq 20$ mm  | 105   | 105  | 105 | 105 | 100 | 95  | 90  | 85  |                   |
| $D_{min} = 5\phi$ , para $\phi < 20$ mm   | 90  | 90   | 90  | –   | –   | –   | –   | –   |                   |
| $D_{min} = 3\phi$ , para $\phi \leq 10$ mm  | 85  | –    | –   | –   | –   | –   | –   | –   |                   |
| Ambiente marinho <sup>e</sup> Classe IV   | 110   | 110  | 110 | 110 | 110 | 110 | 110 | 110 | T <sub>4</sub>    |
| Barras soldadas <sup>e</sup> (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos | 85  | 85   | 85  | 85  | 85  | 85  | 85  | 85  | T <sub>1</sub>    |
| Armadura ativa, para aços CP-190 RB e CP-210 RB   |   |      |     |     |     |     |     |     |                   |
| Caso  | Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$ , para $2 \times 10^6$ ciclos<br>MPa |      |     |     |     |     |     |     |                   |
| Pré-tração (com fios retos ou cordoalhas retas)   | 150   |      |     |     |     |     |     |     |                   |

Principais  
Novidades

Tabela 23.2 (conclusão)

| Armadura ativa, para aços CP-190 RB e CP-210 RB    |   |  |                |
|--|---|--|----------------|
| Caso   | Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$ , para $2 \times 10^6$ ciclos<br>MPa |  |                |
| Pós-tração aderente:                               |   |  |                |
| — Cabos retos ou cabos curvos em bainhas plásticas | 140   |  | T <sub>7</sub> |
| — Cabos curvos em bainhas metálicas                | 110   |  | T <sub>6</sub> |
| — Dispositivos de emenda                           | 70  |  | T <sub>5</sub> |

<sup>a</sup> Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta Tabela em ensaios de barras ao ar. Esses valores devem ser calculados de acordo com a ABNT NBR 7478.

<sup>b</sup> Ver a Tabela 23.3.

<sup>c</sup>  $D$  é o diâmetro do pino de dobramento.

<sup>d</sup> Valores obtidos pela multiplicação do fator redutor  $\xi$  em função do diâmetro do pino de dobramento  $D$  e do diâmetro da barra  $\phi$ , sendo  $\xi = 0,35 + 0,026 D/\phi$ .

<sup>e</sup> A maioria das curvas S-N intercepta a curva da barra reta correspondente. Nesses casos, a resistência à fadiga da barra reta é válida para número de ciclos menor do que o do ponto de interseção.



# ABNT NBR 6118:2023

*Melhorias e ajustes pontuais.  
Avanço com as devidas precauções.  
Sinais de maturidade.  
Não deu para atender tudo.*



Em 2024/25

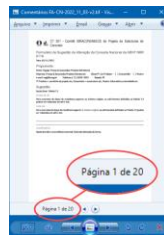
# *Futura Emenda*



*Um processo “novo”.  
Evolução constante, mas de forma mais rápida.*



## Futura Emenda



≅ 250 sugestões recebidas

# Ajustes de forma foram realizados antes da publicação:

Futura Emenda

3.2.6 estado-limite de descompressão parcial ELS-OP estado no qual garante-se a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas. Essa região deve se estender até uma distância  $a_p$  da face mais próxima da cordoalha ou da bainha de protensão (ver Figura 3.1 e Tabela 13.4).

formatar  $a_p$  (p é subscrito)

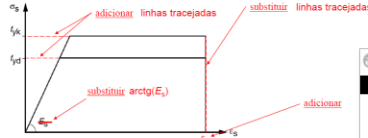


Figura 8.5 – Diagrama tensão-deformação para apoios de armaduras passivas

A verificação de tensões na superfície crítica C' deve ser efetuada como a seguir:

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{per} = 0,13 \sqrt{f_{ctk}} (100 \rho_p f_{yk})^{1/2} + 0,10 \sigma_{cp}$$

sendo

$$\rho = \sqrt{A_{sp}} / A_c \leq 0,02$$

$$d = (d_x + d_y) / 2$$

$$d = \sqrt{(d_x^2 + d_y^2) / 2}$$

onde

$d$  é a altura útil da laje ao longo do contorno crítico C' da área de aplicação da força, em centímetros;

$\rho$  é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente (armadura não aderente deve ser desprezada);

$\rho_x$  e  $\rho_y$  são as taxas de armadura nas duas direções ortogonais assim calculadas:

— na largura igual à dimensão ou área carregada do pilar acrescida de 3d para cada um dos lados;

— no caso de proximidade da borda, prevalece a distância até a borda, quando menor que 3d.

$d_x$  e  $d_y$  são as distâncias das bordas da área de aplicação da força até as bordas da área de aplicação da força, em centímetros;

$d$  é a altura útil da laje ao longo do contorno crítico C' da área de aplicação da força, em centímetros;

$\rho$  é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente (armadura não aderente deve ser desprezada);

$\rho_x$  e  $\rho_y$  são as taxas de armadura nas duas direções ortogonais assim calculadas:

— na largura igual à dimensão ou área carregada do pilar acrescida de 3d para cada um dos lados;

— no caso de proximidade da borda, prevalece a distância até a borda, quando menor que 3d.

23.5.4.1 Concreto em compressão

Essa verificação para o concreto em compressão é satisfeita se:

$$\sigma_{ed} \leq \sigma_{adm} \leq f_{ctd}$$

sendo

$$f_{ctd} = 0,45 f_{ctk}$$

$$\sigma_{ed} = (1,5 - 0,5 \rho_{tr}) / \gamma_{ed}$$

onde

$\sigma_{ed}$  é um fator que considera o gradiente de tensões de compressão no concreto;

$\rho_{tr}$  é o menor valor, em módulo, da tensão de compressão a uma distância não maior que 300 mm da face sob a combinação relevante de cargas (Figura 23.1);

$\gamma_{ed}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$f_{ctk}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$f_{ctd}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\sigma_{adm}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\sigma_{ed}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\rho_{tr}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\gamma_{ed}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$f_{ctk}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$f_{ctd}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\sigma_{adm}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\sigma_{ed}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\rho_{tr}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\gamma_{ed}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$f_{ctk}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$f_{ctd}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\sigma_{adm}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\sigma_{ed}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\rho_{tr}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\gamma_{ed}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$f_{ctk}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$f_{ctd}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\sigma_{adm}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\sigma_{ed}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\rho_{tr}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\gamma_{ed}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$f_{ctk}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$f_{ctd}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\sigma_{adm}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\sigma_{ed}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\rho_{tr}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\gamma_{ed}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$f_{ctk}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$f_{ctd}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\sigma_{adm}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\sigma_{ed}$  é o coeficiente de segurança para o estado-limite de compressão.

$\sigma_{ed} = 0,45 \sigma_{adm} \leq f_{ctd}$  é o valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível para concretos de classe C16 a C50;

$\sigma_{adm}$  é o coeficiente dependente da unidade relativa do ambiente U, expresso em porcentagem (%), e da consistência do concreto dada pela Tabela A.1;

$\sigma_{ed}$  é o coeficiente dependente da espessura fictícia  $h_0$  da peça, definida em A.2.4;

$\sigma_{ed}$  é o coeficiente dependente da espessura fictícia  $h_0$  da peça, definida em A.2.4;

onde

$h_0$  é a espessura fictícia, expressa em centímetros, calculada por:

$$h_0 = 0,45 \sigma_{adm} \leq f_{ctd}$$

$\sigma_{ed}$  ou  $\sigma_{adm}$  é o coeficiente relativo à deformação lenta irreversível, função da idade do concreto (ver Figura A.2.2);

$\sigma_{ed}$  é o valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível que é considerado igual a 0,4;

$\sigma_{ed}$  é o coeficiente relativo à deformação lenta irreversível função do tempo ( $t = t_0$ ) decorrido após o carregamento.

## 9.6.3.3.2.1 Encurtamento imediato do concreto

Nos elementos estruturais com pós-tensão, a protensão sucessiva de cada um dos n grupos de cabos protendidos simultaneamente provoca uma deformação imediata do concreto e, consequentemente, afrouxamento dos cabos anteriormente protendidos. A perda média de protensão, por cabo, pode ser calculada pela expressão:

$$\sigma_{sp} = \sigma_p(t) \left( \frac{1}{20} + \frac{1}{20} \sigma_{sp} \right)$$

onde

$\sigma_{sp}$  é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pelo efeito conjunto da protensão (compressão) após as perdas por atrito e por acomodação da ancoragem e pelo efeito da carga permanente (tração) mobilizada no instante  $t_0$ , sendo positiva se de compressão;

$\sigma_p(t)$  é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pelo efeito conjunto da protensão (compressão) após as perdas por atrito e por acomodação da ancoragem e pelo efeito da carga permanente (tração) mobilizada no instante  $t_0$ , sendo positiva se de compressão;

$\sigma_{sp}$  é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pelo efeito conjunto da protensão (compressão) após as perdas por atrito e por acomodação da ancoragem e pelo efeito da carga permanente (tração) mobilizada no instante  $t_0$ , sendo positiva se de compressão;

$\sigma_p(t)$  é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pelo efeito conjunto da protensão (compressão) após as perdas por atrito e por acomodação da ancoragem e pelo efeito da carga permanente (tração) mobilizada no instante  $t_0$ , sendo positiva se de compressão;

$\sigma_{sp}$  é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pelo efeito conjunto da protensão (compressão) após as perdas por atrito e por acomodação da ancoragem e pelo efeito da carga permanente (tração) mobilizada no instante  $t_0$ , sendo positiva se de compressão;

$\sigma_p(t)$  é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pelo efeito conjunto da protensão (compressão) após as perdas por atrito e por acomodação da ancoragem e pelo efeito da carga permanente (tração) mobilizada no instante  $t_0$ , sendo positiva se de compressão;

$\sigma_{sp}$  é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pelo efeito conjunto da protensão (compressão) após as perdas por atrito e por acomodação da ancoragem e pelo efeito da carga permanente (tração) mobilizada no instante  $t_0$ , sendo positiva se de compressão;

$\sigma_p(t)$  é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pelo efeito conjunto da protensão (compressão) após as perdas por atrito e por acomodação da ancoragem e pelo efeito da carga permanente (tração) mobilizada no instante  $t_0$ , sendo positiva se de compressão;

$\sigma_{sp}$  é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pelo efeito conjunto da protensão (compressão) após as perdas por atrito e por acomodação da ancoragem e pelo efeito da carga permanente (tração) mobilizada no instante  $t_0$ , sendo positiva se de compressão;

## Projeto de estruturas de concreto

### 1 Escopo

1.1 Esta Norma estabelece os procedimentos e requisitos básicos para o projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, excluídas aquelas em outros especiais.

1.2 Esta Norma se aplica às estruturas de concretos normais secos compreendidas entre 2 000 kg/m³ e 2 800 kg/m³, nas classes C16 a C50 e ao grupo II (C55 a C90), conforme especificado na Tabela 1.3. Esta Norma não se aplica a concreto-massa e a concreto sem finos.

1.3 Esta Norma estabelece os requisitos gerais a serem atendidos bem como os requisitos específicos relativos a cada uma de suas partes.

1.4 Esta Norma não inclui requisitos para evitar os estados-limite de colapso, sismos, impactos, explosões e fogo. Para ações sísmicas, para ações em situação de incêndio, consultar a ABNT NBR 15200.

1.5 No caso de estruturas especiais, como de elementos protendidos, hidrantes, arcos, silos, chaminés, torres, estruturas off-shore, estruturas não convencionais, como formas deslizantes, progressivas, concreto projetado e concreto reforçado com fibras, são aplicáveis, sendo necessários a complementação e ajuste das Normas específicas.

### 2 Referências normativas

Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à aplicação desta Norma, aplicam-se as edições citadas. Para as edições mais recentes, consulte o documento (incluindo emenda).

ABNT NBR 5674 - Manutenção de edificações - Requisitos para

ABNT NBR 5738 - Concreto - Procedimento para moldagem e

ABNT NBR 5739 - Concreto - Ensaio de compressão de corpos

ABNT NBR 6120, Ações - Cálculo de estruturas de edificações

ABNT NBR 6123, Forças devidas ao vento em edificações

ABNT NBR 6349, Barras, cordoalhas e cabos para armaduras

ABNT NBR 7222, Concreto e argamassa - Determinação da

diametral de corpos de prova cilíndricos

NÃO TEM VALOR NORMATIVO

Projeto para verificação do ABNT/CB-002



[illegible]



*Futura  
Emenda*



Entre setembro/2023 e junho/2024,  
foram realizadas 8 reuniões remotas.

**Das 150 sugestões analisadas, 83 foram  
aprovadas para proposta de Emenda.**



## 5.2 Requisitos de qualidade do projeto

### 5.2.1 Qualidade da solução adotada

A solução estrutural adotada em projeto deve atender aos requisitos de qualidade estabelecidos nas normas técnicas, relativos à capacidade resistente, ao desempenho em serviço e à durabilidade da estrutura.

A qualidade da solução adotada deve ainda considerar as condições arquitetônicas, funcionais, construtivas (ver ABNT NBR 14931), estruturais e de integração com os demais projetos (elétrico, hidráulico, ar-condicionado e outros), explicitadas pelos responsáveis técnicos de cada especialidade, com a anuência do contratante.

### 5.2.2 Condições impostas ao projeto

5.2.2.1 Todas as condições impostas ao projeto, descritas em 5.2.2.2 a 5.2.2.6, devem ser

*Futura  
Emenda*



- *Página 13, Subseção 5.2.1, Primeiro parágrafo*

*Substituir por:*

A solução estrutural adotada em projeto deve atender aos requisitos de qualidade estabelecidos nas normas técnicas, relativos à capacidade resistente, ao desempenho em serviço, à durabilidade e à sustentabilidade da estrutura.



### 5.3 Avaliação da conformidade do projeto

**5.3.1** A avaliação da conformidade do projeto deve ser realizada por profissional habilitado, independente e diferente do projetista, requerida e contratada pelo contratante, e registrada em documento específico, que acompanhará a documentação do projeto citada em 5.2.3.

**5.3.2** Entende-se que o contratante pode ser o proprietário da obra, em uma primeira instância, desde que este tenha condições de compreender o que está proposto e acertado neste contrato, cujo conteúdo pode versar sobre termos técnicos, específicos da linguagem do engenheiro. Nesse caso entende-se que o proprietário tenha conhecimentos técnicos e compreenda todo o teor técnico do contrato e o autorize. O contratante pode ser também um representante ou preposto do proprietário, respondendo tecnicamente pelo que há de cunho técnico neste contrato, substituindo este último nas questões exigidas, ou seja, nas responsabilidades próprias e definidas por esta Norma.

**5.3.3** O contratante também definirá em comum acordo com o projetista, as demais prerrogativas, exigências e necessidades para atendimentos a esta Norma, sempre que alguma tomada de decisão resultar em responsabilidades presentes e futuras de ambas as partes.

**5.3.4** A avaliação da conformidade do projeto deve ser realizada antes da fase de construção e, de preferência, simultaneamente com a fase de projeto.

**5.3.5** A Seção 25 estabelece os critérios de aceitação do projeto, do recebimento do concreto e aço e da confecção do manual de utilização, inspeção e manutenção.

## Futura Emenda



#### • Página 14, Subseção 5.3

Substitua todo conteúdo desta subseção por:

**5.3.1** A avaliação técnica do projeto (ATP) é obrigatória em todos os projetos de estruturas e consiste na avaliação do projeto quanto ao atendimento das exigências desta Norma e de outras normas pertinentes. As conclusões devem ser concluídas antes da construção das estruturas. Responsabilizar a realização imediatamente após a entrega de todos os dados do projeto. A conformidade da solução estrutural faz parte do escopo de avaliação.

**5.3.2** Estabelecer-se três níveis de avaliação (ATP) de acordo com três classes de consequências em termos de preservação de vidas humanas, ou consequências econômicas, sociais ou ambientais conforme Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Níveis de Avaliação de ATP

| Classes de Consequência | Descrição  | Caso típico   | Nível de Avaliação | Consequências     | Responsabilidades mínimas para elaboração de relatório, validação e aprovação  |
|-------------------------|--|---|--------------------|-------------------|--|
| CC1                     | Consequências graves de danos à população, danos ambientais, danos econômicos, sociais ou ambientais, danos à infraestrutura, danos à segurança pública, danos à saúde pública, danos à segurança nacional, danos à segurança internacional, danos à segurança global. | Edificação para uso residencial, comercial, industrial, institucional, público, privado, etc. | ATP 1              | Condição adequada | Validação pelo próprio autor do projeto, com a presença de um profissional habilitado e independente, com a presença de um profissional habilitado e independente, com a presença de um profissional habilitado e independente, com a presença de um profissional habilitado e independente.   |
| CC2                     | Consequências graves de danos à população, danos ambientais, danos econômicos, sociais ou ambientais, danos à infraestrutura, danos à segurança pública, danos à saúde pública, danos à segurança nacional, danos à segurança internacional, danos à segurança global. | Edificação para uso residencial, comercial, industrial, institucional, público, privado, etc. | ATP 2              | Avaliação crítica | A validação pelo próprio autor do projeto, com a presença de um profissional habilitado e independente, com a presença de um profissional habilitado e independente, com a presença de um profissional habilitado e independente, com a presença de um profissional habilitado e independente. |
| CC3                     | Consequências graves de danos à população, danos ambientais, danos econômicos, sociais ou ambientais, danos à infraestrutura, danos à segurança pública, danos à saúde pública, danos à segurança nacional, danos à segurança internacional, danos à segurança global. | Edificação para uso residencial, comercial, industrial, institucional, público, privado, etc. | ATP 3              | Avaliação crítica | A validação pelo próprio autor do projeto, com a presença de um profissional habilitado e independente, com a presença de um profissional habilitado e independente, com a presença de um profissional habilitado e independente, com a presença de um profissional habilitado e independente. |

**5.3.3** Nos casos de ATP nível CC3, deverão ser observados requisitos e aprovações estruturais independentes ao reconhecimento da solução pelo avaliador.

**5.3.4** Devem ser estabelecidas, em comum acordo entre o avaliador e o autor do projeto da estrutura, as prerrogativas, as exigências e as necessidades para o atendimento das exigências desta Norma e pertinentes, sempre que alguma tomada de decisão resultar em responsabilidades presentes ou futuras de ambas as partes.

**5.3.5** O contratado para realizar a ATP deve emitir um parecer de avaliação técnica do projeto, o qual deve se tornar parte integrante do projeto.

**5.3.6** Eventuais apurais decorrentes da avaliação devem ser concluídos em comum acordo por contratante, autor do projeto e avaliador, sempre respeitando todos os requisitos desta Norma e pertinentes. A decisão sobre a solução final a ser adotada no projeto será sempre do engenheiro responsável pelo projeto.

**5.3.7** Recomenda-se que o autor do projeto da estrutura elabore o seu relatório sobre a obrigatoriedade de avaliação técnica do projeto nos termos previstos nesta Seção. O autor deve informar ao autor do projeto da estrutura quem é o profissional responsável pela ATP.

**5.3.8** Caso se tenha decidido sobre a classe de consequência por algum motivo, deve-se adotar a classe CC3 para análise.

- Página 14, Subseção 5.3

Substituir todo conteúdo desta subseção por:

**5.3.1** A avaliação técnica de projeto (ATP) é obrigatória em todos os projetos de estruturas e consiste na avaliação do projeto quanto ao atendimento dos requisitos desta Norma e de outras normas pertinentes. As avaliações devem ser conduzidas antes da construção das estruturas. Recomenda-se a realização imediatamente após a entrega de cada fase de projeto. A economicidade da solução adotada não faz parte do escopo da avaliação.

**5.3.2** Estabelecem-se três níveis de avaliação (ATP) de acordo com três classes de consequências em termos de preservação de vidas humanas, ou consequências econômicas, sociais ou ambientais conforme Tabela 5.1.

**Tabela 5.1 – Níveis de Avaliação de ATP**

| Classes de Consequência | Descrição   | Casos típicos   | Níveis de avaliação | Características    | Requisitos mínimos recomendados para verificação de critérios, cálculos, desenhos e especificações   |
|-------------------------|---|---|---------------------|--------------------|--|
| CC3                     | Consequência elevada em termos de perdas de vidas humanas, ou consequências econômicas, sociais ou ambientais muito importantes           | Arguedencas, salas de concertos, cinemas, teatros, hospitais, escolas, ginásios, arenas multiuso, shopping centers, edifícios residenciais e comerciais com mais de 5 pavimentos, subúteis de qualquer tipo, muros de contenção acima de 2,5 m de altura de empuxo, estações ferroviárias, metrôvias e equivalentes, aeroportos, pontes, viadutos, passarelas, estruturas de obras industriais, obras portuárias, obras de mineração, obras de telecomunicações, obras de energia, estádios, centros de convenções, qualquer tipo de reforma com eliminação de pilares, estruturas de barragens e obras hidráulicas em geral, margueses em geral, silos, tubações superiores a 3 metros independentemente do tipo de edificação citada nas classes CC2 e CC1. | ATP 3               | Avaliação completa | Avaliação feita por terceiros, ou seja, por profissional ou empresa diferente da que elaborou o projeto. É obrigatória a avaliação de todos os critérios, cálculos, desenhos e especificações. |
| CC2                     | Consequência média em termos de perdas de vidas humanas, ou consequências econômicas, sociais ou ambientais moderadamente importantes     | Edifícios residenciais multifamiliares e comerciais com menos de 5 pavimentos, muros de contenção com menos de 2,5 m de altura de empuxo, pequenas reformas sem eliminação de pilares e acréscimos de cargas verticais de no máximo 5% do total.  | ATP 2               | Avaliação usual    | A avaliação pode ser feita internamente dentro da mesma entidade, porém por engenheiro diferente do responsável pelo projeto.  |
| CC1                     | Consequência baixa em termos de perdas de vidas humanas, ou consequências econômicas, sociais ou ambientais pouco importantes no desastre | Residenciais unifamiliares com até dois pavimentos, edifícios agrícolas normalmente não ocupados permanentemente por pessoas.   | ATP 1               | Autoavaliação      | Avaliação pelo próprio engenheiro responsável pelo projeto.  |

**5.3.3** Nos casos de ATP nível CC3, deverão ser desenvolvidos modelos e análises estruturais independentes ou novos cálculos da estrutura pelo avaliador.

*Futura  
Emenda*



**5.3.4** Devem ser estabelecidas, em comum acordo entre o avaliador e o autor do projeto da estrutura, as prerrogativas, as exigências e as necessidades para o atendimento dos requisitos desta Norma e pertinentes, sempre que alguma tomada de decisão resultar em responsabilidades presentes ou futuras de ambas as partes.

**5.3.5** O contratado para realizar a ATP deve emitir um parecer de avaliação técnica do projeto, o qual deve se tornar parte integrante do projeto.

**5.3.6** Eventuais ajustes decorrentes da avaliação devem ser decididos em comum acordo por contratante, autor do projeto e avaliador, sempre respeitando todos os requisitos desta norma e pertinentes. A decisão sobre a solução final a ser adotada no projeto será sempre do engenheiro responsável pelo projeto.

**5.3.7** Recomenda-se que o autor do projeto da estrutura alerte o seu contratante sobre a obrigatoriedade da avaliação técnica do projeto nos termos previstos nesta Seção. O contratante deve informar ao autor do projeto da estrutura quem é o profissional responsável pela ATP.

**5.3.8** Caso se tenha dúvida sobre a classe de consequência por algum motivo, deve-se adotar a classe CC3 para análise.

## 6.2 Vida útil de projeto

6.2.1 Por vida útil de projeto, entende-se o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, sem intervenções significativas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, conforme 7.8 e 25.3, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais.

6.2.2 O conceito de vida útil aplica-se à estrutura como um todo ou às suas partes. Dessa forma, determinadas partes das estruturas podem merecer consideração especial com valor de vida útil diferente do todo, como, por exemplo, aparelhos de apoio e juntas de movimentação.

6.2.3 A durabilidade das estruturas de concreto requer cooperação e atitudes coordenadas de todos os envolvidos nos processos de projeto, construção e utilização, devendo, como mínimo, ser seguido o que estabelece a ABNT NBR 12655, sendo também obedecidas as disposições de 25.3 com relação às condições de uso, inspeção e manutenção.

## 6.3 Mecanismos de envelhecimento e deterioração

- *Página 15, Subseção 6.2.2, Parágrafo único*

*Substituir por:*

**6.2.2** O conceito de vida útil aplica-se à estrutura como um todo ou às suas partes. Dessa forma, determinadas partes das estruturas podem merecer consideração especial com valor de vida útil diferente do todo, como, por exemplo, aparelhos de apoio e juntas de movimento.

- *Página 15, Subseção 6.2*

*Adicionar novo item 6.2.4:*

**6.2.4** Os procedimentos e requisitos desta Norma consideram a vida útil de projeto de 50 anos.

*Futura  
Emenda*



## 6.3.2 Mecanismos preponderantes de deterioração relativos ao concreto

### 6.3.2.1 Lixiviação

É o mecanismo responsável por dissolver e carrear os compostos hidratados da pasta de cimento por ação de águas puras, carbônicas agressivas, ácidas e outras. Para prevenir sua ocorrência, recomenda-se restringir a fissuração, de forma a minimizar a infiltração de água, e proteger as superfícies expostas com produtos específicos, como os hidrófugos.

### 6.3.2.2 Expansão por sulfato

É a expansão por ação de águas ou solos que contenham ou estejam contaminados com sulfatos, dando origem a reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado. A prevenção pode ser feita pelo uso de cimento resistente a sulfatos, conforme ABNT NBR 5737.

### 6.3.2.3 Reação álcali-agregado

É a expansão por ação das reações entre os álcalis do concreto e agregados reativos. O projetista deve identificar no projeto o tipo de elemento estrutural e sua situação quanto à presença de água, bem como deve recomendar as medidas preventivas, quando necessárias, de acordo com a ABNT NBR 15577-1.

- *Página 15, Subseção 6.3.2*

*Adicionar novo item 6.3.2.4:*

### 6.3.2.4 Formação de etringita tardia

É a expansão que pode vir a ser provocada por sulfatos contidos no concreto quando a temperatura durante o processo de hidratação atinge valores em torno de 65°C. A prevenção pode ser feita limitando a temperatura máxima do concreto, controlando o teor de álcalis do concreto, de aluminatos e sulfatos do cimento e reduzindo a exposição do elemento estrutural à umidade.

*Futura  
Emenda*





Nos elementos estruturais com pós-tração, a perda por atrito pode ser determinada pela expressão:

$$\Delta P(x) = P_1 \left[ 1 - e^{-(\mu \Sigma \alpha + kx)} \right]$$

onde

$P_1$  é o valor definido em 9.6.1.2.1;

$x$  é a abscissa do ponto onde se calcula  $\Delta P$ , medida a partir da ancoragem, expressa em metros (m);

$\Sigma \alpha$  é a soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa  $x$ , expressa em radianos (rad);

$\mu$  é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha. Na falta de dados experimentais, pode ser estimado como a seguir (valores em 1/radianos):

$\mu = 0,50$  entre cabo e concreto (sem bainha);

$\mu = 0,30$  entre barras ou fios com mossas ou saliências e bainha metálica;

$\mu = 0,20$  entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica;

$\mu = 0,10$  entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica lubrificada;

$\mu = 0,05$  entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada;

$k$  é o coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo. Na falta de dados experimentais, pode ser adotado o valor  $0,01 \mu$  (1/m).

*Futura  
Emenda*



- *Página 51, Subseção 9.6.3.3.2.2, Dois últimos itens da subseção*

*Substituir por:*

$\mu = 0,07$  entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada;

$k$  é o coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo. Na falta de dados experimentais, pode ser adotado o valor  $0,01 \mu$  (1/m) para bainha metálica em bom estado e o valor de  $0,065 \mu$  (1/m) para bainha de polipropileno lubrificada.

### 11.8.3 Combinações de serviço

#### 11.8.3.1 Classificação

São classificadas de acordo com sua permanência na estrutura e devem ser verificadas como estabelecido a seguir:

- a) quase permanentes: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de deformações excessivas;
- b) frequentes: repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados-limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados-limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações;
- c) raras: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de formação de fissuras.

*Futura  
Emenda*



- *Página 68, Subseção 11.8.3.1, Alíneas a) e b)*

*Substituir por:*

a) quase permanentes: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura. Sua consideração será necessária na verificação do estado-limite de deformações excessivas, desde que as condicionantes de projeto não imponham outra combinação de serviço mais conservadora;

b) frequentes: repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura. Sua consideração será necessária na verificação dos estados-limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas, como também na verificação do estado-limite de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que possam comprometer vedações, desde que as condicionantes de projeto não imponham outra combinação de serviço mais conservadora;

### 12.3.3 Resistência de cálculo do concreto

No caso específico da resistência de cálculo do concreto ( $f_{cd}$ ), alguns detalhes adicionais são necessários, conforme descrito a seguir:

- a) quando a verificação se faz em data  $j$  igual ou superior a 28 dias, adota-se a expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Nesse caso, o controle da resistência à compressão do concreto deve ser feito aos 28 dias, de forma a confirmar o valor de  $f_{ck}$  adotado no projeto;

- b) quando a verificação se faz em data  $j$  inferior a 28 dias, adota-se a expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} = \beta_1 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

sendo  $\beta_1$  a relação  $f_{ckj}/f_{ck}$  dada por:

$$\beta_1 = \exp \{ s [ 1 - (28/t)^{1/2} ] \}$$

onde

$s = 0,38$  para concreto de cimento CP III e IV;

$s = 0,25$  para concreto de cimento CPI e II;

$s = 0,20$  para concreto de cimento CPV-ARI;

$t$  = a idade efetiva do concreto, expressa em dias.

Essa verificação deve ser feita aos  $t$  dias, para as cargas aplicadas até essa data.

Ainda deve ser feita a verificação para a totalidade das cargas aplicadas aos 28 dias.

Nesse caso, o controle da resistência à compressão do concreto deve ser feito em duas datas: aos  $t$  dias e aos 28 dias, de forma a confirmar os valores de  $f_{ck}$  e  $f_{ck}$  adotados no projeto.

Futura  
Emenda



- *Página 71, Subseção 12.3.3, Terceira linha após a palavra "onde"*

*Substituir por:*

$s = 0,20$  para concreto de cimento CPV-ARI e todos os concretos com classe de resistência C60 ou superior;



#### 13.2.4.2 Lajes nervuradas

A espessura da mesa, quando não existirem tubulações horizontais embutidas, deve ser maior ou igual a  $1/15$  da distância entre as faces das nervuras ( $\ell_o$ ) e não menor que 4 cm.

O valor mínimo absoluto da espessura da mesa deve ser 5 cm, quando existirem tubulações embutidas de diâmetro menor ou igual a 10 mm. Para tubulações com diâmetro  $\Phi$  maior que 10 mm, a mesa deve ter a espessura mínima de 4 cm +  $\Phi$ , ou 4 cm +  $2\Phi$  no caso de haver cruzamento destas tubulações.

A espessura das nervuras não pode ser inferior a 5 cm.

Nervuras com espessura menor que 8 cm não podem conter armadura de compressão.

Para o projeto das lajes nervuradas, devem ser obedecidas as seguintes condições:

- a) para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, e para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje;
- b) para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras entre 65 cm e 110 cm, exige-se a verificação da flexão da mesa, e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas; permite-se essa verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for até 90 cm e a largura média das nervuras for maior que 12 cm;
- c) para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras maior que 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando-se os seus limites mínimos de espessura.

*Futura  
Emenda*



- *Página 75, Subseção 13.2.4.2, Alínea a)*

*Substituir por:*

a) para lajes nervuradas em concreto armado e/ou protendido, com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, sem dispensar a aplicação da armadura mínima, e para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje;

#### 13.2.5.1 Furos que atravessam vigas na direção de sua largura

Em qualquer caso, a distância mínima de um furo à face mais próxima da viga deve ser no mínimo igual a 5 cm e duas vezes o cobrimento previsto para essa face. A seção remanescente nessa região, tendo sido descontada a área ocupada pelo furo, deve ser capaz de resistir aos esforços previstos no cálculo, além de permitir uma boa concretagem.

Devem ser respeitadas, simultaneamente, para dispensa da verificação, as seguintes condições:

- a) furos em zona de tração e a uma distância da face do apoio de no mínimo  $2h$ , onde  $h$  é a altura da viga;
- b) dimensão do furo de no máximo 12 cm e  $h/3$ ;
- c) distância entre faces de furos, em um mesmo tramo, de no mínimo  $2h$ ;
- d) cobrimentos suficientes e não seccionamento das armaduras (ver Seção 7).

#### 13.2.5.2 Aberturas que atravessam lajes na direção de sua espessura

Em lajes lisas ou lajes-cogumelo, a verificação de resistência e deformação previstas em 13.2.5 deve sempre ser realizada.

*Futura  
Emenda*



- *Página 75, Subseção 13.2.5.1, Alínea b)*

*Substituir por:*

b) dimensão do furo de no máximo 12 cm x 12 cm (quando retangulares) e 12,5 cm (quando circulares), ambos limitados a  $h/3$ ;

Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos estruturais

| Tipo de efeito                       | Razão de limitação                            | Exemplo   | Deslocamento a considerar  | Deslocamento-limite   |
|--------------------------------------|---|---|--|---|
| Aceitabilidade sensorial             | Visual  | Deslocamentos visíveis em elementos estruturais | Total  | $l/250$   |
|                                      | Outro   | Vibrações sentidas no piso                      | Devido a cargas variáveis de utilização                                    | $l/350$   |
| Efeitos estruturais em serviço       | Superfícies que devem drenar água             | Coberturas e varandas                           | Total  | $l/250^a$   |
|                                      | Pavimentos que devem permanecer planos        | Ginásios e pistas de boliche                    | Total  | $l/350 + \text{contraflecha}^b$                               |
|                                      |   |   | Ocorrido após a construção do piso   | $l/600$   |
|                                      | Elementos que suportam equipamentos sensíveis | Laboratórios                                    | Ocorrido após nivelamento do equipamento                                   | De acordo com recomendação do fabricante do equipamento       |
| Efeitos em elementos não estruturais | Paredes                                       | Alvenaria, caixilhos e revestimentos            | Após a construção da parede  | $l/500^c$ e $10 \text{ mm}$ e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$ |
|                                      |   | Divisórias leves e caixilhos telescópicos       | Ocorrido após a instalação da divisória                                    | $l/250^c$ e $25 \text{ mm}$                                   |
|                                      |   | Movimento lateral de edifícios                  | Provocado pela ação do vento para combinação frequente ( $\psi_1 = 0,30$ ) | $H/1.700$ e $H/850^e$ entre pavimentos $f$                    |
|                                      |   | Movimentos térmicos verticais                   | Provocado por diferença de temperatura                                     | $l/400^g$ e $15 \text{ mm}$                                   |

Futura  
Emenda



• Página 77, Subseção 13.3, Tabela 13.3

Eliminar o texto "e  $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$ ", conforme indicado a seguir:

|                                      | que suportam equipamentos sensíveis | Laboratórios                              | Ocorrido após nivelamento do equipamento                                   | recomendação do fabricante do equipamento   |
|--------------------------------------|-------------------------------------|---|--|---|
| Efeitos em elementos não estruturais | Paredes                             | Alvenaria, caixilhos e revestimentos      | Após a construção da parede  | $l/500^c$ e $10 \text{ mm}$ e <del><math>\theta = 0,0017 \text{ rad}^d</math></del> |
|                                      |                                     | Divisórias leves e caixilhos telescópicos | Ocorrido após a instalação da divisória                                    | $l/250^c$ e $25 \text{ mm}$   |
|                                      |                                     | Movimento lateral de edifícios            | Provocado pela ação do vento para combinação frequente ( $\psi_1 = 0,30$ ) | $H/1.700$ e $H/850^e$ entre pavimentos $f$  |
|                                      |                                     | Movimentos térmicos verticais             | Provocado por diferença de temperatura                                     | $l/400^g$ e $15 \text{ mm}$   |

#### 14.6.4.2 Restrições para a redistribuição

As redistribuições de momentos fletores e de torção em pilares, elementos lineares com preponderância de compressão e consolos só podem ser adotadas quando forem decorrentes de redistribuições de momentos de vigas que a eles se liguem.

Quando forem utilizados procedimentos aproximados, apenas uma pequena redistribuição é permitida em estruturas de nós móveis (ver 14.6.4.3).

As redistribuições implícitas em uma análise de segunda ordem devem ser realizadas de acordo com a Seção 15.

#### 14.6.4.3 Limites para redistribuição de momentos e condições de ductilidade

A capacidade de rotação dos elementos estruturais é função da posição da linha neutra no ELU. Quanto menor for  $x/d$ , tanto maior será essa capacidade.

Para proporcionar o adequado comportamento dútil em vigas e lajes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:

- a)  $x/d \leq 0,45$ , para concretos com  $f_{ck} \leq 50$  MPa;
- b)  $x/d \leq 0,35$ , para concretos com  $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90$  MPa.

Esses limites podem ser alterados se forem utilizados outros procedimentos, por exemplo, os que produzem confinamento nessas regiões.

Quando for efetuada uma redistribuição, reduzindo-se um determinado momento numa determinada seção transversal, a profundidade da linha neutra reduzida  $\delta M$ , deve ser limitada por:

- a)  $x/d \leq (\delta - 0,44)/1,25$ , para concretos com  $f_{ck} \leq 50$  MPa;
- b)  $x/d \leq (\delta - 0,56)/1,25$ , para concretos com  $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90$  MPa.

O coeficiente de redistribuição deve, ainda, obedecer aos seguintes limites:

- a)  $\delta \geq 0,90$ , para estruturas de nós móveis;
- b)  $\delta \geq 0,75$ , para qualquer outro caso.

Futura  
Emenda



- *Página 91, Subseção 14.6.4.2, Segundo parágrafo*

*Substituir por:*

Quando forem usadas redistribuições de esforços, em parte ou em toda a estrutura, os efeitos dessa redistribuição na estabilidade global da edificação devem ser devidamente considerados, bem como em todos os elementos da estrutura.

- *Página 91, Subseção 14.6.4.3, Quinto parágrafo com respectivas alíneas a) e b)*

*Substituir por:*

O coeficiente de redistribuição deve, ainda, obedecer ao seguinte limite:

$\delta \geq 0,75$ , para qualquer caso.

#### 14.7.8 Lajes lisas e lajes-cogumelo

Lajes-cogumelo são lajes apoiadas diretamente em pilares com capitéis, enquanto lajes lisas são apoiadas nos pilares sem capitéis.

A análise estrutural de lajes lisas e cogumelo deve ser realizada mediante a utilização de procedimento numérico adequado, por exemplo, diferenças finitas, elementos finitos, grelha equivalente ou elementos de contorno.

Nos casos das lajes em concreto armado, em que os pilares estiverem dispostos em filas ortogonais, de maneira regular e com vãos pouco diferentes, o cálculo dos esforços pode ser realizado pelo processo elástico aproximado, com redistribuição, que consiste em adotar, em cada direção, pórticos múltiplos, para obtenção dos esforços solicitantes.

Para cada pórtico deve ser considerada a carga total. A distribuição dos momentos, obtida em cada direção, segundo as faixas indicadas na Figura 14.9, deve ser feita da seguinte maneira:

- 45 % dos momentos positivos para as duas faixas internas;
- 27,5 % dos momentos positivos para cada uma das faixas externas;

- *Página 97, Subseção 14.7.8, Primeiro parágrafo*

*Substituir por:*

Lajes cogumelo são lajes apoiadas diretamente sobre pilares. Podem ser maciças ou nervuradas. Podem ter engrossamento na região dos pilares, denominado capitel, ou não. A laje lisa é uma laje cogumelo, maciça e sem capitéis.

*Futura  
Emenda*





#### 15.4.1 Efeitos globais, locais e localizados de 2º ordem

Sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente. Os esforços de 2º ordem decorrentes desses deslocamentos são chamados efeitos globais de 2º ordem. Nas barras da estrutura, como um lance de pilar, os respectivos eixos não se mantêm retilíneos, surgindo aí efeitos locais de 2º ordem que, em princípio, afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo delas.

Em pilares-parede (simples ou compostos) pode-se ter uma região que apresenta não retilíneidade maior do que a do eixo do pilar como um todo. Nessas regiões surgem efeitos de 2º ordem maiores, chamados de efeitos de 2º ordem localizados (ver Figura 15.3). O efeito de 2º ordem localizado, além de aumentar nessa região a flexão longitudinal, aumenta também a flexão transversal, havendo a necessidade de aumentar a armadura transversal nessas regiões.

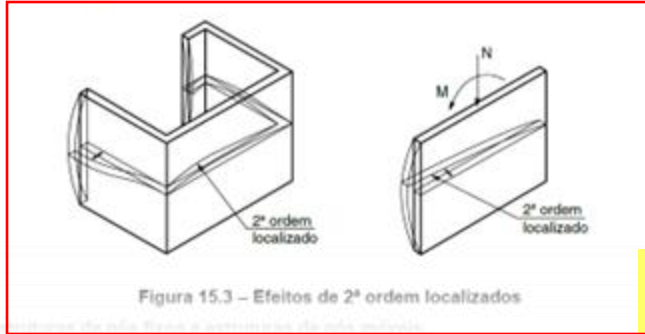


Figura 15.3 – Efeitos de 2º ordem localizados

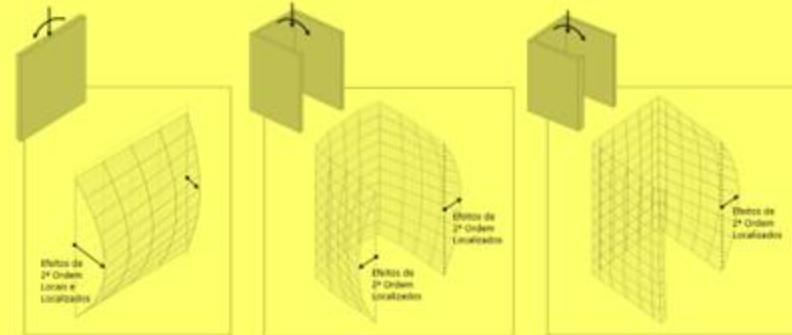
15.4.2 Efeitos de 2º ordem decorrentes de deslocamentos horizontais

*Futura  
Emenda*



- Página 103, Subseção 15.4.1, Figura 15.3

Substituir por:





#### 18.2.4 Proteção contra flambagem das barras

Sempre que houver possibilidade de flambagem das barras da armadura, situadas junto à superfície do elemento estrutural, devem ser tomadas precauções para evitá-la.

Os estribos poligonais garantem contra a flambagem as barras longitudinais situadas em seus cantos e as por eles abrangidas, situadas no máximo à distância de  $20 \phi_t$  do canto, se nesse trecho de comprimento  $20 \phi_t$  não houver mais de duas barras, não contando a de canto. Quando houver mais de duas barras nesse trecho ou barra fora dele, deve haver estribos suplementares.

Se o estribo suplementar for constituído por uma barra reta, terminada em ganchos ( $90^\circ$  a  $180^\circ$ ), ele deve atravessar a seção do elemento estrutural, e os seus ganchos devem envolver a barra longitudinal (ver Figura 18.2).

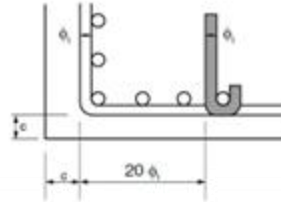


Figura 18.2 - Proteção contra flambagem das barras

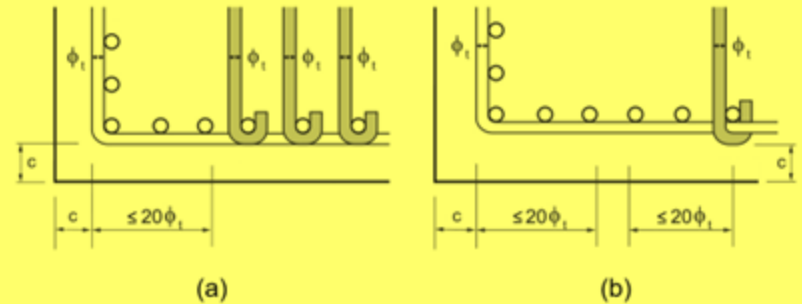
#### • Página 147, Subseção 18.2.4, Terceiro parágrafo

Substituir por:

Se o estribo suplementar for constituído por uma barra reta, terminada em ganchos (preferencialmente com  $135^\circ$ ), ele deve atravessar a seção do elemento estrutural e os seus ganchos devem envolver a barra longitudinal. Alternativamente, se houver mais de uma barra longitudinal a ser protegida junto à mesma extremidade do estribo suplementar, o gancho deve envolver o estribo principal em um ponto junto a uma das barras, o que deve ser indicado no projeto de modo bem destacado, inclusive quanto ao cobrimento (ver figura 18.2b).

#### • Página 147, Subseção 18.2.4, Figura 18.2

Substituir por:



Futura  
Emenda



#### 18.3.2.4 Armadura de tração nas seções de apoio

Os esforços de tração junto aos apoios de vigas simples ou contínuas devem ser resistidos por armaduras longitudinais que satisfaçam a mais severa das seguintes condições:

- no caso de ocorrência de momentos positivos, as armaduras obtidas através do dimensionamento da seção;
- em apoios extremos, para assegurar a ancoragem da diagonal de compressão, armaduras capazes de resistir a uma força de tração  $F_{td} = M_d/z + (a_e/d) V_d + N_d$ , onde  $M_d$  só deve ser considerado se for positivo no apoio,  $V_d$  é a força cortante desde que atue aumentando a tensão nas barras tracionadas e  $N_d$  é a força de tração eventualmente existente; os valores de  $M_d$ ,  $V_d$  e  $N_d$  devem ser avaliados na extremidade do vão efetivo da viga e para a mesma combinação;
- em apoios extremos e intermediários, por prolongamento de uma parte da armadura de tração do vão ( $A_{s,vão}$ ), correspondente ao máximo momento positivo do tramo ( $M_{vão}$ ), de modo que:
  - $A_{s,apoio} \geq 1/3 (A_{s,vão})$ , se  $M_{apoio}$  for nulo ou negativo e de valor absoluto  $|M_{apoio}| \leq 0,5 M_{vão}$ ;
  - $A_{s,apoio} \geq 1/4 (A_{s,vão})$ , se  $M_{apoio}$  for negativo e de valor absoluto  $|M_{apoio}| > 0,5 M_{vão}$ .

##### 18.3.2.4.1 Ancoragem da armadura de tração no apoio

Quando se tratar do caso de 18.3.2.4-a), as ancoragens devem obedecer aos critérios da Figura 18.3.

Para os casos de 18.3.2.4-b) e c), em apoios extremos, as barras das armaduras devem ser ancoradas a partir da face do apoio, com comprimentos iguais ou superiores ao maior dos seguintes valores:

- $l_{d,nc}$ , conforme 9.4.2.5;
- $(r + 5,5 s)$ , onde  $r$  é o raio de curvatura dos ganchos, conforme definido na Tabela 9.1;

#### • Página 150, Subseção 18.3.2.4

Adicionar nova alínea d):

- em apoios extremos, quando ocorrem momentos negativos, as armaduras obtidas através do dimensionamento da seção devem estar ancoradas conforme 18.3.2.4.1.

#### • Página 150, Subseção 18.3.2.4.1, Primeiro e segundo parágrafos

Substituir os dois parágrafos por esse único parágrafo:

Quando se tratar do caso de 18.3.2.4-a), em apoios intermediários e para os casos de 18.3.2.4-b), c) e d), em apoios extremos, as barras das armaduras devem ser ancoradas a partir da face do apoio, com comprimentos iguais ou superiores ao maior dos seguintes valores:

Futura  
Emenda



#### • Página 149, Subseção 18.3.2.4, Alíneas a), b) e c)

Substituir por:

- no caso de ocorrência de momentos positivos nos apoios intermediários, as armaduras obtidas através do dimensionamento da seção;
- em apoios extremos, para assegurar a ancoragem da diagonal de compressão, armaduras capazes de resistir a uma força de tração  $F_{td} = M_{sd}/z + (a_e/d) V_{sd} + N_{sd} \geq (a_e/d) V_{sd} + N_{sd}$ , onde  $V_{sd}$  é a força cortante desde que atue aumentando a tensão nas barras tracionadas e  $N_{sd}$  é a força de tração eventualmente existente; os valores de  $M_{sd}$ ,  $V_{sd}$  e  $N_{sd}$  devem ser avaliados na extremidade do vão efetivo da viga e para a mesma combinação;
- em apoios extremos e intermediários, por prolongamento de uma parte da armadura de tração do vão ( $A_{s,vão}$ ), correspondente ao máximo momento positivo do tramo ( $M_{vão}$ ), de modo que:

### 18.3.6 Armadura de suspensão

Nas proximidades de cargas concentradas transmitidas à viga por outras vigas ou elementos discretos que nela se apoiem ao longo ou em parte de sua altura, ou fiquem nela pendurados, deve ser colocada armadura de suspensão.

A armadura de suspensão deve ser somada à armadura de cisalhamento devida à força cortante e/ou ao momento torsor.

No caso de vigas não penduradas, a armadura de suspensão pode ser disposta na viga de apoio e na viga apoiada. Na viga de apoio, deve ser posto um mínimo de 75 % da armadura calculada do tirante, em uma extensão máxima equivalente a  $h_{\text{viga apoio}}$ , considerada a metade desta altura para cada um dos lados, a partir do ponto de cruzamento. Na viga apoiada deve ser posto um máximo de 25 % da armadura calculada do tirante, em uma extensão máxima equivalente a  $h_{\text{viga apoiada}}$ , considerada a metade para cada um dos lados, a partir do ponto de cruzamento. Caso a viga apoio e/ou a viga apoiada não se estender além do ponto de cruzamento, toda a armadura deve ser posta na extensão máxima correspondente a  $h_{\text{viga}} / 2$ .

No caso de vigas não penduradas com faces superiores coincidentes, pode ser aplicado um fator de redução da carga de suspensão dado por  $(1 - h_g / h_{\text{viga apoio}})$ , onde  $h_g$  é a diferença de nível medida entre as faces inferiores das vigas, e  $h_{\text{viga apoio}}$  é a altura da viga de apoio.

Define-se uma situação de viga pendurada quando a face inferior da viga apoiada está abaixo da face inferior da viga de apoio.

### 18.3.7 Armaduras de ligação mesa-armo ou talão-armo

Futura  
Emenda



- Página 152, Subseção 18.3.6, Após último parágrafo

Adicionar Figura 18.4:



Figura 18.4 – Armadura de suspensão



*Futura  
Emenda*



- *Página 176, Subseção 20.6*

*Adicionar nova subseção 20.6:*

#### **20.6 Armadura em lajes em balanço**

Em lajes com comportamento predominante em balanço (caso típico de marquises), deve-se prever uma armadura na face inferior da laje, distribuída ao longo do apoio da laje na estrutura principal e devidamente ancorada, com a capacidade de suportar todas as ações permanentes atuantes.

nos casos especiais, e naqueles em que os requisitos desta subseção não puderem ser atendidos, deve ser feita uma análise dinâmica mais acurada, conforme estabelecido em Normas Internacionais, enquanto não existir Norma Brasileira específica.

As frequências naturais da estrutura devem ser determinadas por uma análise modal computacional ou experimental. As massas a serem consideradas nesta avaliação correspondem aos pesos definidos nas combinações de serviço frequente, de acordo com 11.8.3.1.

Quando a ação crítica é originada por uma máquina, a frequência crítica passa a ser a da operação da máquina. Nesse caso, pode não ser suficiente afastar as duas frequências, própria e crítica. Principalmente quando a máquina é ligada, durante o seu processo de aceleração, é usualmente necessário aumentar a massa ou o amortecimento da estrutura para absorver parte da energia envolvida.

Na falta de valores determinados experimentalmente, pode-se adotar os valores indicados na Tabela 23.1 para  $f_{crit}$ .

Tabela 23.1 – Frequência crítica para vibrações verticais para alguns casos especiais de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas

| Caso   | $f_{crit}$<br>Hz |
|--|------------------|
| Ginásio de esportes e academias de ginástica     | 8,0              |
| Salas de dança ou de concerto sem cadeiras fixas | 7,0              |
| Passarelas de pedestres ou ciclistas             | 4,5              |
| Escritórios                                      | 4,0              |
| Salas de concerto com cadeiras fixas             | 3,5              |

- *Página 196, Subseção 23.3*

*Adicionar novo parágrafo no fim da subseção, após a Tabela 23.1:*

*Em nenhum caso a frequência natural da estrutura do piso pode ser inferior a 3 Hz.*



## ***Futura Emenda***

***Consulta Nacional em breve!***

*Final de 2024 ou início de 2025.*

*Somente itens da Proposta de Emenda serão avaliados.*

# Participem!







# OBRIGADO!

[alio@tqs.com.br](mailto:alio@tqs.com.br)

