



DIVISÕES TÉCNICAS

São Paulo (SP)

ABNT NBR 6118:2023

Principais Novidades & Futura Emenda

Suely B. Bueno e Alio E. Kimura | Julho/2023



ABNT NBR 6118:2023

Trabalho em Grupo



Instituto
Brasileiro
do Concreto



*Pessoas trabalham em prol de toda classe,
de forma voluntária e abnegada.*



ABNT NBR 6118:2023



Em 2018



*Reuniões presenciais.
Abertura para discussões.
108 sugestões recebidas.*





ABNT NBR 6118:2023



Em 2019



*Conflito de numeração entre normas de execução e projeto.
Reativação da ABNT CB-002:124.15 em 10/10/2019.
Coordenadora: Suely B. Bueno / Secretário: Alio E. Kimura.*



ABNT NBR 6118:2023



Em 2020



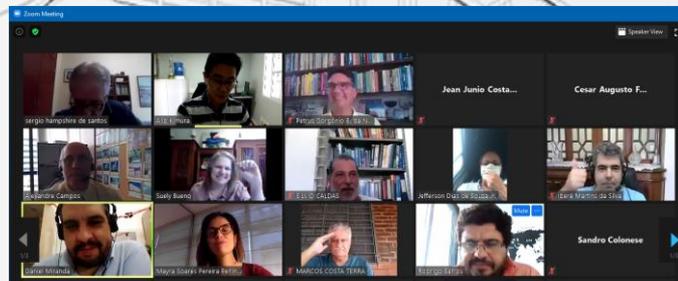
Reunião presencial em fevereiro.

Cancelamento reuniões março, abril e maio (COVID-19).

Reuniões remotas em junho, julho, agosto, setembro, outubro e novembro.

Média de 70 participantes.

Mais 74 sugestões recebidas.





ABNT NBR 6118:2023



Em 2021



*Mais 10 reuniões plenárias, em formato remoto.
26/11/2021: última reunião, definidas alterações para
revisão da NBR 6118.*

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



ABNT NBR 6118:2023



Em 2022



*Preparação do texto
com a ABNT.*

Consulta Nacional

RELATÓRIO DE CONSULTA NACIONAL (Projeto de Norma)	
Ínicio da Consulta : 04/10/2022	Término da Consulta : 03/11/2022 Relatório gerado em : 04/11/2022
	Projeto de Revisão ABNT NBR 6118
Título : Projeto de estruturas de concreto	
APROVAÇÃO SEM RESTRIÇÃO	(TOTAL = 51)
APROVAÇÃO COM OBSERVAÇÃO DE FORMA	(TOTAL = 54)
NÃO APROVAR PELAS OBJEÇÕES TÉCNICAS	(TOTAL = 10)



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



ABNT NBR 6118:2023



Em 2022 

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

Reunião remota com 115 participantes.

Cerca de 250 sugestões foram recebidas junto com os votos!



ABNT NBR 6118:2023



Em 2022  13/12/2022

*Sob consenso de todos os presentes, o texto colocado na Consulta Nacional foi **APROVADO** para publicação.*

- Todas sugestões de forma serão analisadas pela coordenadora e secretário da comissão. Desse conjunto, as sugestões consideradas pertinentes serão incluídas no texto que será publicado.*
- Todas sugestões de conteúdo, serão analisadas, debatidas e terão sua decisão deliberadas em futuras reuniões. Desse conjunto, as sugestões aprovadas serão publicadas numa **Futura Emenda**.*
- Todos os autores de votos que reprovaram o texto que foi colocado em Consulta Nacional foram chamados nominalmente durante a reunião. Desse conjunto, todos aqueles que estavam presentes concordaram em analisar suas respectivas sugestões para Futura Emenda. Aos que estavam ausentes, adotou-se a mesma decisão.*



ABNT NBR 6118:2023



Em 2023 

Preparação do texto para publicação.

Êxito na nova forma de trabalhar com a ABNT.

Algumas sugestões de forma foram incluídas no texto da CN.

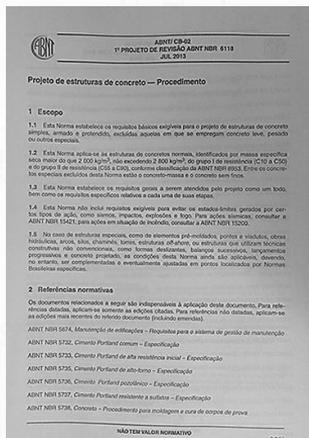
Agradecimento a todos pela contribuição.

***Notícia de anteontem: a publicação da ABNT NBR 6118:2023
deverá ocorrer dentro de 10 dias.***



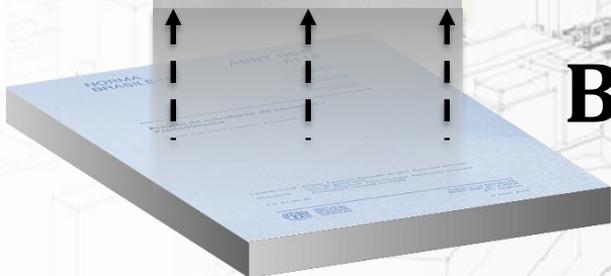
ABNT NBR 6118:2023

Principais
Novidades



Mesmas seções.

Base de 2003/2014





ABNT NBR 6118:2023

*Principais
Novidades*



ABNT/CB-002
PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 6118
SET 2022

Projeto de estruturas de concreto — ~~Procedimento~~

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 que se utilizam concreto leve, pesado ou outros especiais.

1.2 Esta Norma se aplica às estruturas de concretos normais, identificados por massa específica seca compreendida entre $2\,000\text{ kg/m}^3$ e $2\,800\text{ kg/m}^3$, nas classes de resistência pertencentes ao grupo I (C20 a C50) e ao grupo II (C55 a C90), conforme classificação da ABNT NBR 8953. Esta Norma não se aplica a concreto-massa e a concreto sem finos.

1.3 Esta Norma estabelece os requisitos gerais a serem atendidos pelo projeto como um todo,



ABNT NBR 6118:2023

*Principais
Novidades*

1.3 Esta Norma estabelece os requisitos gerais a serem atendidos pelo projeto como um todo, bem como os requisitos específicos relativos a cada uma de suas etapas.

1.4 Esta Norma não inclui requisitos para evitar os estados-limites gerados por certos tipos de ação, como sismos, impactos, explosões e fogo. Para ações sísmicas, consultar a ABNT NBR 15421; para ações em situação de incêndio, consultar a ABNT NBR 15200.

1.5 No caso de estruturas especiais, como de elementos pré-moldados, pontes e viadutos, obras hidráulicas, arcos, silos, chaminés, torres, estruturas *off-shore*, ou estruturas que utilizam técnicas construtivas não convencionais, como fôrmas deslizantes, balanços sucessivos, lançamentos progressivos, concreto projetado e **concreto reforçado com fibras**, as condições desta Norma ainda são aplicáveis, sendo necessários a complementação e ajustes eventuais em pontos indicados nas Normas específicas.

ABNT NBR 16935

Projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras

2 Referências normativas

Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à aplicação deste documento. Para



ABNT NBR 6118:2023

Principais Novidades

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.

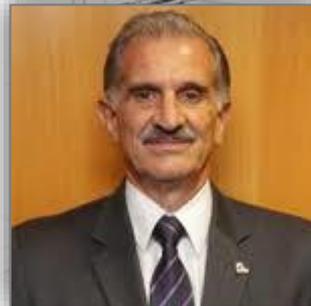
6.3.3 Mecanismos preponderantes de deterioração relativos à armadura

6.3.3.1 Despassivação por carbonatação

É a despassivação por ação do gás carbônico da atmosfera sobre o aço da armadura. As medidas preventivas consistem em dificultar o ingresso dos agentes agressivos ao interior do concreto. O cobrimento das armaduras e o controle da fissuração minimizam este efeito, sendo recomendável um concreto de baixa porosidade.

6.3.3.2 Despassivação por ação de cloretos

Consiste na ruptura local da camada de passivação, causada por elevado teor de íon-cloro. As medidas preventivas consistem em dificultar o ingresso dos agentes agressivos ao interior do concreto. O cobrimento das armaduras e o controle da fissuração minimizam este efeito, sendo recomendável o uso de um concreto de pequena porosidade. O uso de cimento composto com adição de escória ou material pozolânico é também recomendável nestes casos.



7.4 Qualidade 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 Ensaio comprobatório 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 ^a	Tipo ^{b, c}	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

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.



ABNT NBR 6118:2023

Principais Novidades

Projeto em Consulta

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

7.4.7.3 Nas obras correntes, o valor de Δc deve ser maior ou igual a 10 mm.

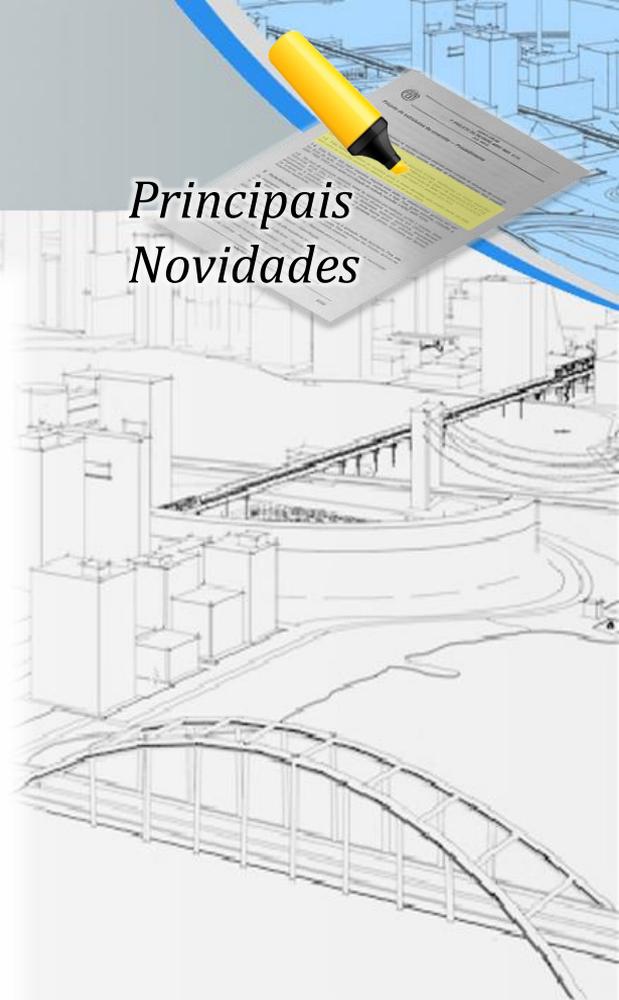
7.4.7.4 Para estruturas projetadas de acordo com a ABNT NBR 9062, quando houver um controle adequado de qualidade e limites rígidos de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução, pode ser adotado o valor $\Delta c = 5$ mm, mas a exigência de controle rigoroso deve ser explicitada nos 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) $c_{\text{nom}} \geq \phi$ barra;
- b) $c_{\text{nom}} \geq \phi$ feixe = $\phi_n = \phi \sqrt{n}$;
- c) $c_{\text{nom}} \geq 0,5 \phi$ bainha.

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

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



A Tabela 8.1 apresenta valores estimados arredondados que podem ser usados no projeto estrutural.

Tabela 8.1 – Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo)

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

A deformação elástica do concreto depende da composição do traço do concreto, especialmente da natureza dos agregados.

Na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal, pode ser adotado módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo de deformação secante E_{cs} .

No cálculo das perdas de protensão, pode ser utilizado em projeto o módulo de elasticidade inicial E_{ci} .

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.

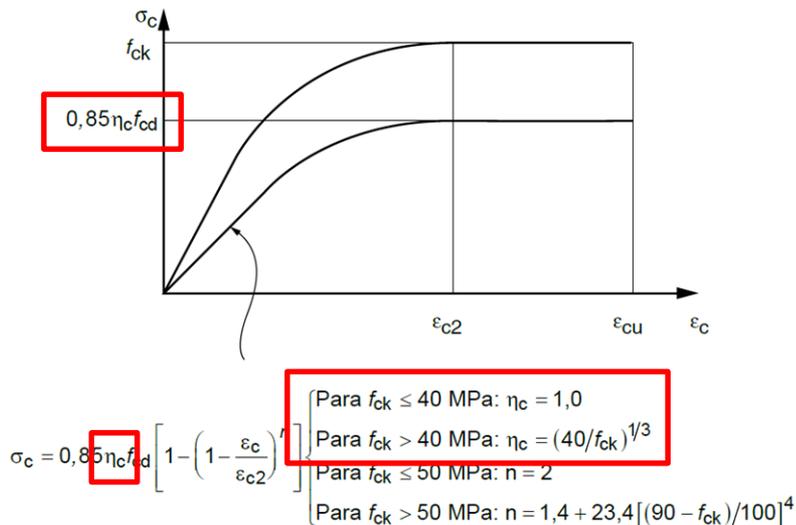
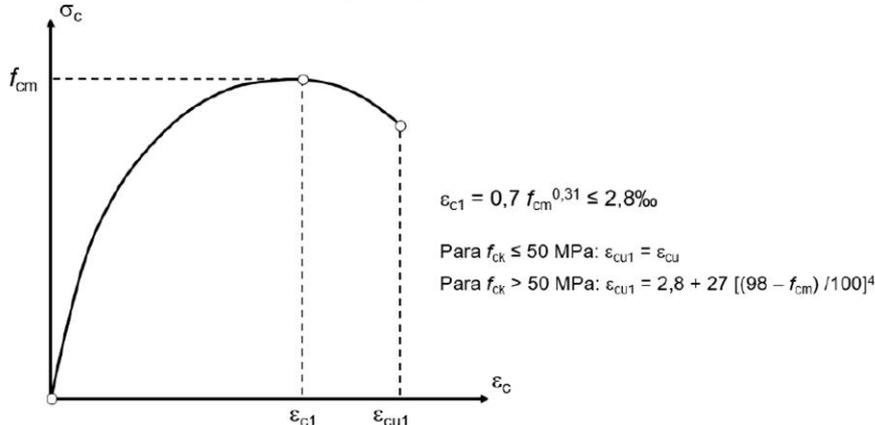


Figura 8.2 – Diagrama tensão-deformação idealizado

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

f_{ck} (MPa)	η_c
≤ 40	1,00
50	0,93
60	0,87
70	0,83
80	0,79
90	0,76

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.



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

onde:

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

$$\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1}$$

$$\epsilon_{c1} = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8\%$$

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

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

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



ABNT NBR 6118:2023

*Principais
Novidades*



ABNT/CB-002
PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 6118
SET 2022

Para os efeitos desta Norma, a capacidade aderente entre o aço e o concreto está relacionada ao coeficiente η_1 , cujo valor está estabelecido na Tabela 8.2.

Tabela 8.2 Valor do coeficiente de aderência η_1

Categoria do aço	η_1
CA-25	1,00
CA-50	2,25
CA-60	1,00

ABNT NBR 7480

**Barras e fios de aço destinados
a armaduras de concreto arma
do**

8.3.3 Massa específica

Pode-se adotar para a massa específica do aço de armadura passiva o valor de 7 850 kg/m³.

Nacional



ABNT NBR 6118:2023

Principais Novidades

Projeto em Consulta

Após o término das operações de protensão, as verificações de segurança devem ser feitas de acordo com os estados-limites conforme a Seção 10.

9.6.1.2.1 Valores-limites por ocasião da operação de protensão

Por ocasião da aplicação da força P_i , a tensão σ_{pi} da armadura de protensão na saída do aparelho de tração deve respeitar os seguintes limites:

- a) armadura pré-tracionada: $\sigma_{pi} = 0,74 f_{ptk}$
- b) armadura pós-tracionada aderente: $\sigma_{pi} = 0,77 f_{ptk}$
- c) armadura pós-tracionada não aderente: $\sigma_{pi} = 0,80 f_{ptk}$
- d) barras de aço CP-85/105: $\sigma_{pi} = 0,72 f_{ptk}$

Esses valores são válidos para aços que atendam aos requisitos das ABNT NBR 7482 e ABNT NBR 7483.

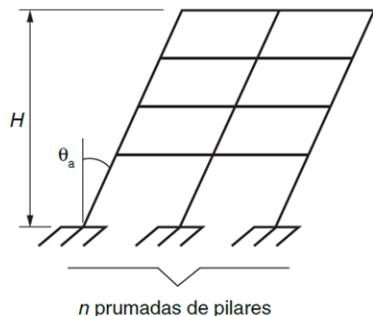
9.6.1.2.2 Valores-limites ao término da operação de protensão

Ao término da operação de protensão, a tensão $\sigma_{p0}(x)$ da armadura pré-tracionada ou pós-tracionada, decorrente da força $P_0(x)$, não pode superar os limites estabelecidos em 9.6.1.2.1-b).

9.6.1.2.3 Tolerância de execução

11.3.3.4.1 Imperfeições globais

Na análise global dessas estruturas, sejam elas contraventadas ou não, deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais, conforme mostra a Figura 11.1.



$$\theta_1 = \frac{1}{100 \sqrt{H}}$$
$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}}$$

onde

$\theta_{1\min} = 1/300$ para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

$\theta_{1\max} = 1/200$;

H é a altura total da edificação, expressa em metros (m);

n é o número de pilares verticais que contribuem para o efeito do desaprumo global e associados à altura H adotada

Figura 11.1 – Imperfeições geométricas globais

Para edifícios com predominância de lajes lisas ou cogumelo, considerar $\theta_a = \theta_1$.

Tabela 13.4 – Exigências mínimas de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Tipo de concreto estrutural	Tipo de protensão	Classe de agressividade ambiental (CAA)	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	–	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	–	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	–	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	–	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
	Pós-tração	CAA I e CAA II		
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração	CAA I e CAA II	Verificar as duas condições abaixo ELS-F	Combinação frequente
	Pós-tração	CAA I a CAA IV	ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração	CAA I a CAA IV	Verificar as duas condições abaixo ELS-F	Combinação rara
	Pós-tração	CAA I a CAA IV	ELS-D ^a	Combinação frequente

Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

No caso de pré-tração em estruturas de concreto pré-fabricado, devem ser atendidos os requisitos da ABNT NBR 9062.

NOTA 1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

NOTA 2 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequenteadas ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ MM (ver Figura 3.1).



15.7.3 Consideração aproximada da não linearidade física

Para a análise dos esforços globais de 2ª ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada a não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes:

- lajes: $(EI)_{\text{sec}} = 0,3 E_c I_c$
- vigas: $(EI)_{\text{sec}} = 0,4 E_c I_c$ para $A_s' \neq A_s$ e
 $(EI)_{\text{sec}} = 0,5 E_c I_c$ para $A_s' = A_s$
- pilares: $(EI)_{\text{sec}} = 0,8 E_c I_c$

onde

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes.

E_c é o valor representativo do módulo de deformação do concreto conforme 15.5.1.

Os valores de rigidez adotados nesta subseção são aproximados e não podem ser usados para avaliar esforços locais de 2ª ordem, mesmo com uma discretização maior da modelagem.

Em estruturas com menos de quatro andares em que as forças verticais nos pilares sejam pequenas ($N_{Sd} < 0,1 A_c f_{cd}$), como em alguns galpões, a redução de rigidez dos elementos estruturais deve ser avaliada de forma específica.



ABNT NBR 6118:2023

Principais Novidades

Os elementos isolados, para fins de verificação local, devem ser formados pelas barras comprimidas retiradas da estrutura, com comprimento ℓ_e , de acordo com o estabelecido em 15.6, porém aplicando-se às suas extremidades os esforços obtidos através da análise global de 2ª ordem.

15.8 Análise de elementos isolados

15.8.1 Generalidades

O descrito em 15.8.2, 15.8.3.2. e 15.8.4 é aplicável apenas a elementos isolados de seção constante e armadura constante ao longo de seu eixo, submetidos à flexo-compressão.

Os pilares devem ter índice de esbeltez menor ou igual a 200 ($\lambda \leq 200$). Apenas no caso de elementos pouco comprimidos com força normal menor que $0,10 f_{cd}A_c$, o índice de esbeltez pode ser maior que 200.

Para pilares com índice de esbeltez superior a 140, deve-se majorar os efeitos locais de 2ª ordem por um coeficiente adicional calculado conforme a seguir:

$$\gamma_{n1} = 1 + \frac{\lambda - 140}{140} \geq 1$$

15.8.2 Dispensa da análise dos efeitos locais de 2ª ordem

Os esforços locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez for menor que o valor-limite λ_1 estabelecido nesta subseção.



ABNT NBR 6118:2023

Principais Novidades

to em Consulta

M_A e M_B são os momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar, obtidos na 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 biapoado e para M_B o sinal positivo, se tracionar a mesma face que M_A , e negativo, em caso contrário.

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

$$\alpha_b = 1,0$$

c) para pilares em balanço;

$$\alpha_b = 1,0$$

d) para pilares biapoados 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

h_i é a espessura.

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

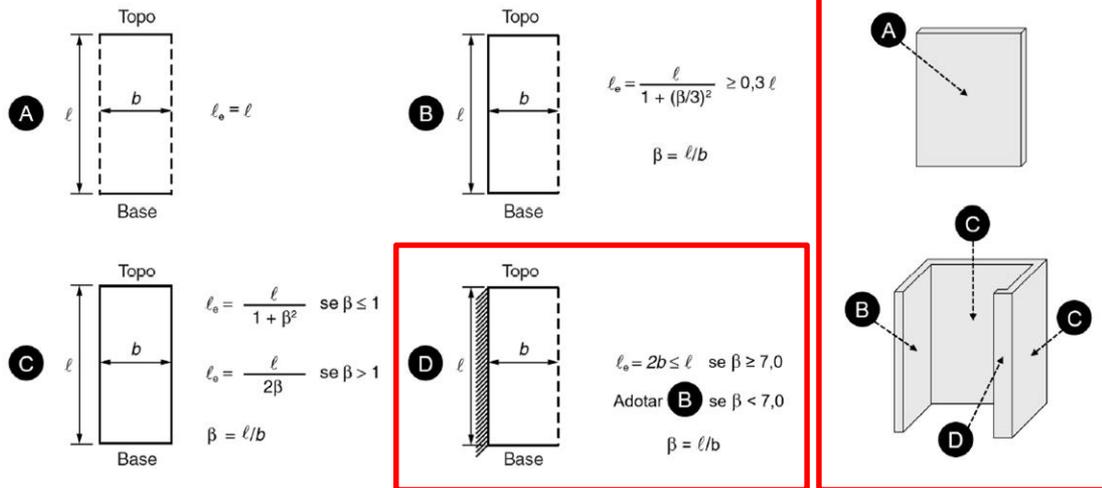


Figura 15.4 – Comprimento equivalente ℓ_e

Se o topo e a base forem engastados e $\beta \leq 1$, os valores de λ_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 esbelteza de cada lâmina que os constitui for menor que 90, pode ser adotado o procedimento aproximado descrito a seguir para um pilar-parede simples.

ABNT NBR 6118:2023

Principais Novidades



- d) as tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, devem ser desprezadas no ELU;
- e) a distribuição de tensões no concreto é feita de acordo com o diagrama idealizado curvo e retangular, especificado em 8.2.10.1, com tensão de pico igual a $0,85 \eta_c f_{cd}$, com f_{cd} definido em 12.3.3. Esse diagrama pode ser substituído pelo retângulo de profundidade $y = \lambda x$, onde o valor do parâmetro λ pode ser tomado igual a:

- $\lambda = 0,8$, para $f_{ck} \leq 50$ MPa; ou
- $\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$, para $f_{ck} > 50$ MPa.

e onde a tensão constante atuante até a profundidade y pode ser tomada igual a:

- $\alpha_c \eta_c f_{cd}$, no caso da largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprimida;
- $0,9 \alpha_c \eta_c f_{cd}$, no caso contrário.

sendo α_c definido como:

- para concretos de classes até C50, $\alpha_c = 0,85$
- para concretos de classes de C50 até C90, $\alpha_c = 0,85 \cdot [1,0 - (f_{ck} - 50) / 200]$

As diferenças de resultados obtidos com esses dois diagramas são pequenas e aceitáveis, sem necessidade de coeficiente de correção adicional.

- f) a tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores



ABNT NBR 6118:2023



PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 6118
SET 2022

*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

17.2.4.4 Estado-limite de serviço

Devem ser atendidas as verificações do ELS estabelecidas na Tabela 13.4 de acordo com o nível de protensão definido em projeto.

17.2.4.4.1 Limites de tensão de compressão

Tensões de compressão excessivas no concreto sob cargas em serviço podem provocar fissuras longitudinais e elevadas perdas de protensão por fluência. Para evitar esses efeitos, devem se limitar as tensões de compressão do concreto a um nível apropriado.

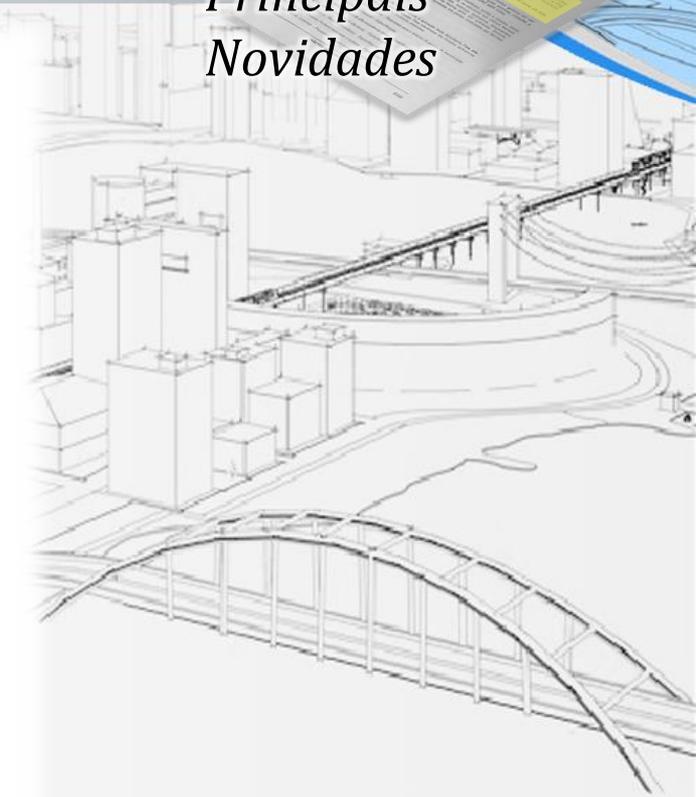
Para protensão completa (Nível 3) e protensão limitada (Nível 2), as tensões no concreto em serviço (considerando a seção não fissurada e após todas as perdas de protensão) não podem exceder os seguintes limites:

- na combinação quase permanente – $0,45 f_{ck}$;
- na combinação frequente – $0,6 f_{ck}$;
- na combinação rara – $0,6 f_{ck}$ (somente para protensão completa, Nível 3).

17.2.4.4.2 Limites de tensão de tração

A limitação das tensões de tração no concreto é uma medida adequada para reduzir a probabilidade de fissuração. Dependendo do estado-limite considerado, ELS-F e ELS-D, diferentes limites de tensão devem ser aplicados, tomando-se como base a seção não fissurada do concreto.

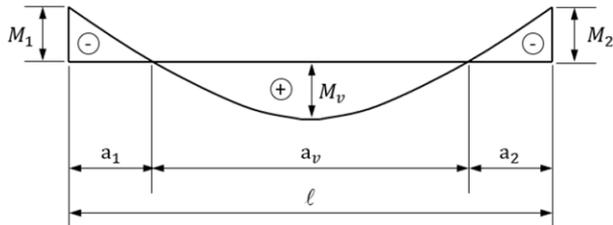
Quando a tensão de tração máxima no concreto no ELS-F (ver a Tabela 13.4) exceder $0,7 \alpha f_{ctm}$, a seção passa a trabalhar no Estádio II (seção fissurada). No ELS-D, considera-se a tensão-limite nula de tração.





ABNT/CB-002
PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 6118
SET 2022

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.



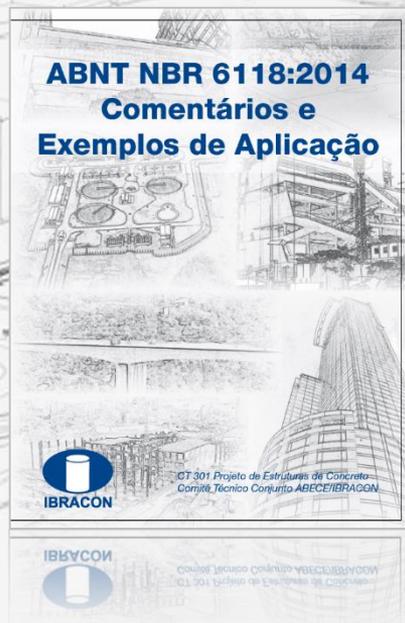
$$(EI)_{eq} = \frac{1}{l} \left[(EI)_{eq,1} \cdot a_1 + (EI)_{eq,v} \cdot a_v + (EI)_{eq,2} \cdot a_2 \right]$$

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 $EI_{||}$ considerando as armaduras existentes no trecho e com M_a igual a M_1 , M_v e M_2 respectivamente.

Pode-se adotar a_1/l e a_2/l aproximadamente iguais a 0,15



Essa decalagem pode ser substituída, aproximadamente, pela correspondente decalagem do diagrama de momentos fletores.

A decalagem do diagrama de força no banzo tracionado pode também ser obtida simplesmente empregando a força de tração, em cada seção, dada pela expressão:

$$F_{Sd,cor} = \frac{M_{Sd}}{z} + |V_{Sd}| \frac{a_\ell}{d} \leq \frac{M_{Sd,máx}}{z_{máx}}$$

onde

$M_{Sd,máx}$ é o momento fletor de cálculo máximo no trecho em análise;

$z_{máx}$ o valor de z que corresponde ao valor de $M_{Sd,máx}$.

c) deslocamento do diagrama de momentos fletores:

Se forem mantidas as condições estabelecidas em 17.4.2.2-c), o deslocamento do diagrama de momentos fletores, aplicando o processo descrito nesta Seção, deve ser:

$$a_\ell = 0,5d \left[\frac{V_{Sd,máx}}{(V_{Sd,máx} - V_c)} (\cotg\theta + \cotg\alpha) - \cotg\alpha \right] \leq d$$

onde

$a_\ell \geq 0,5 d$, no caso geral;

$a_\ell \geq 0,2 d$, para estribos inclinados a 45° .

Permanece válida para o modelo II a alternativa para a obtenção da força de tração dada em 17.4.2.2-c).

Modelo I

Modelo II

ABNT NBR 6118:2023

Principais Novidades

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° a 180°), ele deve atravessar a seção do elemento estrutural, e os seus ganchos devem envolver a barra longitudinal (ver Figura 18.2).

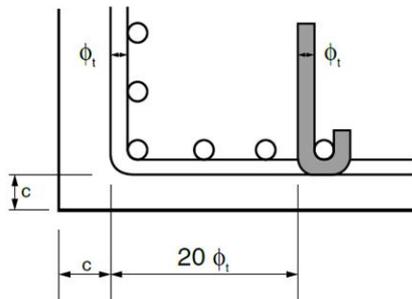


Figura 18.2 – Proteção contra flambagem das barras

O estribo suplementar deve atender ao mínimo estabelecido em 18.4.3, podendo ter o seu diâmetro e espaçamento diferentes do estribo poligonal.

No caso de estribos curvilíneos cuja concavidade esteja voltada para o interior do concreto, não há necessidade de estribos suplementares. Se as seções das barras longitudinais se situarem em uma curva de concavidade voltada para fora do concreto, cada barra longitudinal deve ser ancorada pelo gancho de um estribo reto ou pelo canto de um estribo poligonal.

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

Sendo a força cortante resistente de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_1) + 0,15 \sigma_{op}] b_w d$$

onde

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d}, \text{ não maior que } |0,02|,$$

$$\sigma_{op} = N_{Sd} / A_c$$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

- para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;
- para os demais casos: $k = |1,6 - d|$, não menor que $|1|$, com d em metros;

τ_{Rd} é a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento. O seu valor deve ser limitado ao correspondente a uma resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) igual a 60 MPa.

A_{s1} é a área da armadura de tração que se estende até não menos que $d + \ell_{b,nec}$ além da seção considerada, com $\ell_{b,nec}$ definido em 9.4.2.5 e na Figura 19.1;

b_w é a largura mínima da seção ao longo da altura útil d ;

N_{Sd} é a força longitudinal na seção devida à protensão ou carregamento (a compressão é considerada com sinal positivo)

O valor de τ_{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:

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

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 em centímetros;

ρ é a taxa geométrica de armadura de flexão admissível (desprezada);

ρ_x e ρ_y são as taxas de armadura nas duas direções ortogonais;

Essa verificação deve ser feita no contorno crítico C' ou em C₁' e C₂', no caso de existir capitel.

A tensão σ_{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.

A_c

é área associada à força axial de compressão



ABNT NBR 6118:2023

*Principais
Novidades*

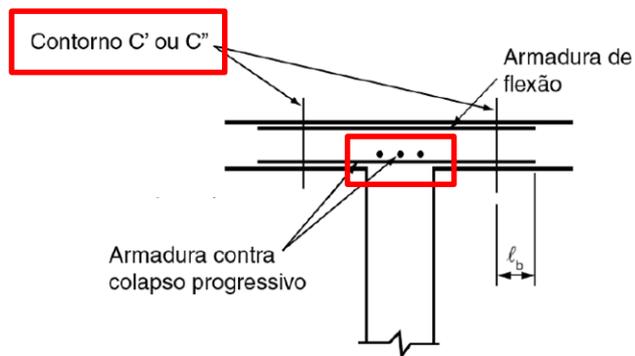


Figura 19.10 – Armadura contra colapso progressivo

19.5.5 Verificação de elementos estruturais protendidos

Nacional

20.3.2.5 Desvio

O desvio no plano da laje de um cabo ou feixe de cabos deve produzir uma inclinação máxima de 1/10, na corda imaginária que une o início ao fim desse trecho, mantendo o seu desenvolvimento de acordo com uma curva parabólica em planta. Ao longo do desvio, o conjunto de cabos ou feixes deve estar disposto de tal forma a manter uma distância mínima de 5 cm entre cabos na região central da curva.

Para os casos em que o desvio exceda os limites especificados, deve ser prevista armadura capaz de resistir à força provocada por esse desvio.

20.3.2.6 Armaduras passivas e ativas

Desde que devidamente comprovada a sua eficiência, pode-se considerar os cabos protendidos, com curvatura adequada, como parte da armadura contra o colapso progressivo previsto em 19.5.4. Além disso, no mínimo dois cabos, em cada direção ortogonal, devem passar pelo interior da armadura longitudinal contida na seção transversal dos pilares ou elementos de apoio. A posição destes cabos deve estar claramente registrada no projeto.

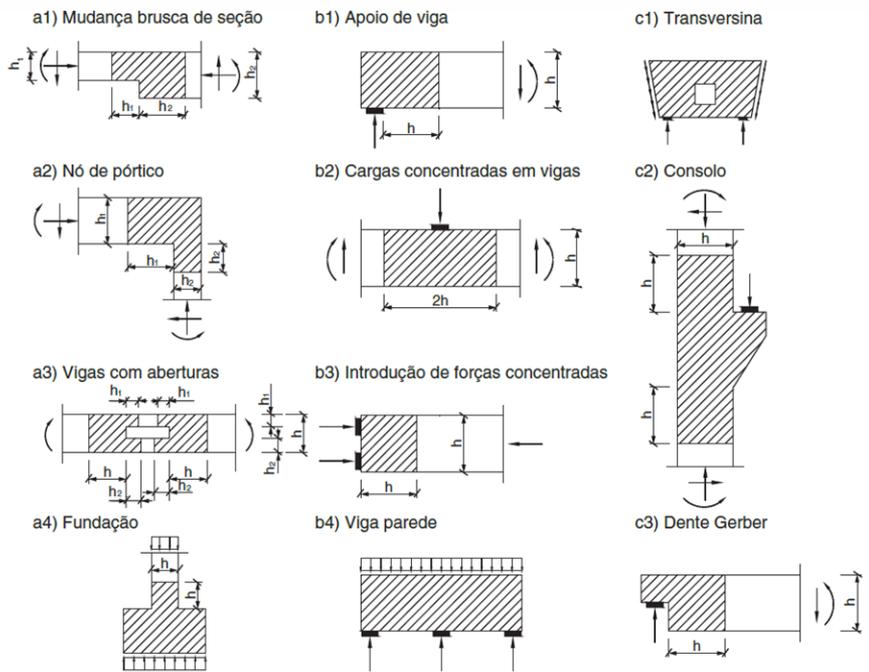


Figura 22.1 – Situações típicas de regiões D

Para consolos, dentes Gerber e elementos que se comportam como tais, deve-se considerar um coeficiente adicional γ_n no mínimo igual a 1,2.

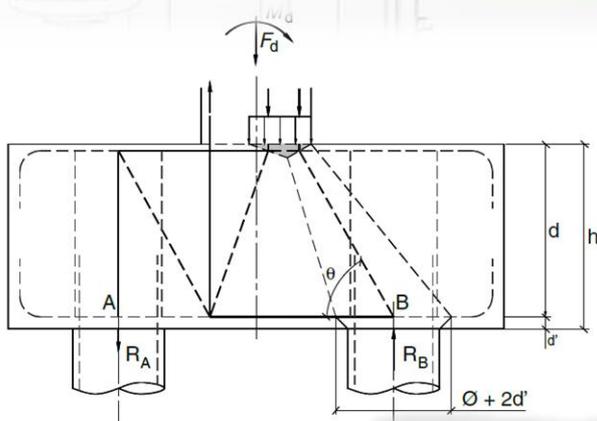


Figura 22.7 – Bloco com estacas

22.7.4.1.3 Armadura de suspensão

Se for prevista armadura de distribuição para mais de 25 % dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que ~~8 vezes o diâmetro da estaca~~, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada.

22.7.4.1.2 Armadura de distribuição

Para controlar a fissuração, deve ser prevista armadura principal de flexão, em malha uniformemente espaçada, correspondente a 20 % do total das forças de tração em c

22.7.4.1.3 Armadura de suspensão

Se for prevista armadura de distribuição para mais de 25 % dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que três vezes a altura do bloco, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada.

Antes



ABNT NBR 6118:2023

Principais Novidades

Proje

23.3 Estado-limite de vibrações excessivas

A análise das vibrações pode ser feita em regime linear no caso das estruturas usuais.

Para assegurar comportamento satisfatório das estruturas sujeitas a vibrações, deve-se afastar o máximo possível a frequência natural da estrutura (f_n) da frequência crítica (f_{crit}), que depende da destinação da respectiva edificação. A condição a seguir deve ser atendida:

$$f_n > 1,2 f_{crit}$$

A relação indicada é uma avaliação simplificada do problema da vibração em estruturas, sendo a sua adoção uma decisão que fica a critério do projetista, podendo não constituir uma solução adequada para o problema em questão.

Nos casos especiais, e naqueles em que os requisitos desta subseção não puderem ser atendidas, 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.

nal

ABNT NBR 6118:2023



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, θ , deve ser corrigida pela equação:

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

devendo-se adotar:

$$\gamma_f = 1,0$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$\gamma_s = 1,0$$

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, θ , deve ser corrigida pela equação:

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

Antes

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

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

Tabela 23.2 (conclusão)

Armadura ativa, para aços CP-190 RB e CP-210 RB		
Caso	Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$, para 2×10^6 ciclos MPa	
Pós-tração aderente:		
— Cabos retos ou cabos curvos em bainhas plásticas	140	T ₇
— Cabos curvos em bainhas metálicas	110	T ₆
— Dispositivos de emenda	70	T ₅
^a 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.		
^b Ver a Tabela 23.3.		
^c D é o diâmetro do pino de dobramento.		
^d Valores obtidos pela multiplicação do fator redutor ξ em função do diâmetro do pino de dobramento D e do diâmetro da barra ϕ , sendo $\xi = 0,35 + 0,026 D/\phi$.		
^e 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

Principais Novidades

$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c}$ é o valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível para concretos de classes C20 a C45;

$\varphi_{f\infty} = 0,45 \cdot \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c}$ é o valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível para concretos de classes C50 a C90;

φ_{1c} é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente U , expressa em porcentagem (%), e da consistência do concreto dada pela Tabela A.1:

φ_{2c} é o coeficiente dependente da espessura h da peça:

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + h}{20 + h}$$

onde

h_{fic} é a espessura fictícia, expressa em centímetros (cm) (A.2.4);

$\beta_f(t)$ ou $\beta_f(t_0)$ é o coeficiente relativo à deformação lenta irreversível, função da idade do concreto (ver Figura A.2);

$\varphi_{d\infty}$ é o valor final do coeficiente de deformação lenta reversível que é considerado igual a 0,4;

$\beta_d(t)$ é o coeficiente relativo à deformação lenta reversível função do tempo $(t - t_0)$ decorrido após o carregamento.

Define-se como espessura fictícia o seguinte valor:

$$h_{fic} = \frac{2A_c}{u_{ar}}$$

h é a espessura fictícia ponderada igual a $\gamma \cdot h_{fic}$, expressa em metros (m), sendo γ definido na Tabela A.1. Para valores de h fora do intervalo $(0,05 \leq h \leq 1,6)$, adotam-se os valores extremos correspondentes;



ABNT NBR 6118:2023

NBR 6118:2023

*Melhorias e ajustes pontuais.
Sinais de maturidade.
Não deu para atender tudo.*

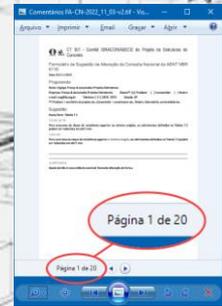


ABNT NBR 6118:2023

Durante a Consulta Nacional:

Futura Emenda

A	B	C	D	E
Propositor	Seção	Detalhe	Comentário	Observação
CIV CONSULTORIA GESTÃO DE SOLUÇÕES PARA ENGENHARIA ERELI	9.5.3	Emendas mecânicas por laços	<p>O presente uso de emendas mecânicas por laços no BAF faz com que os projetos necessitem de informações adicionais que se referem à sua especificação, sendo a falta do projeto. Por exemplo, o tempo aprovado pelo comitê só possui informações muito vagas em relação à maneira de especificação de emendas mecânicas ou até mesmo ao controle de qualidade que se deve obedecer.</p> <p>Assim, deve-se definir sucintamente quais são os tipos de emenda mecânica disponíveis no mercado nacional atualmente a fim de prover ao projetista opções de emendas em barras de aço que não sejam as tradicionalmente utilizadas.</p> <p>Tento anual bi dimensão do furo de no máximo 12 cm e 1/2;</p> <p>Proposta bi dimensão do furo de no máximo 10,12cm (quando triangulares) e 12,5cm (quando circulares), ambos limitados a 1/2;</p> <p>Tento anual Os entibos poligonais ganham contra a fadiga em barras longitudinais situadas em seus cantos e ao ser abrangeadas, situadas no máximo à distância de 200x do canto, se nesse trecho de comprimento 200x não houver mais de duas barras, não contendo a de canto. Quando houver mais de duas barras nesse trecho ou barra fora dele, deve haver entibos suplementares.</p> <p>Se o entibo suplementar for constituído por uma barra reta, terminada em ganchos 190° a 180°, ele deve atravessar a seção do elemento estrutural, e os seus ganchos devem envolver a barra longitudinal (ver Figura B.2).</p> <p>Proposta Os entibos poligonais ganham contra a fadiga em barras longitudinais situadas em seus cantos e ao ser abrangeadas, situadas no máximo à distância de 200x do canto, se nesse trecho de comprimento 200x não houver mais de duas barras, não contendo a de canto. Quando houver mais de duas barras nesse trecho ou barra fora dele, deve haver entibos suplementares.</p> <p>Se o entibo suplementar for constituído por uma barra poligonal, para este valer o mesmo critério de abrangência até duas barras longitudinais, num trecho de até 200x.</p> <p>Se o entibo suplementar for constituído por uma barra reta, terminada em ganchos 190° a 180°, ele deve atravessar a seção do elemento estrutural, e os seus ganchos devem envolver a barra longitudinal (ver Figura B.2). Neste caso poderá abranger apenas a barra que envolve a mais uma de cada lado, desde situada num trecho de até 100x.</p>	<p>A seleção do tipo de emenda mecânica para barras de aço por laços, componentes, requisitos de instalação e opções disponíveis devem ser consideradas ainda no processo de elaboração do projeto, cabendo ao projetista definir qual o melhor método a ser utilizado. Isso inclui, por exemplo, preteridas, preteridas, parafusadas ou soldáveis, cada qual com suas características e aplicabilidades.</p> <p>Como premissa de utilização, as emendas mecânicas por laços devem ter resistência maior que a das barras emendas e devem atender aos requisitos de resistência característica ao escoamento e limite de resistência especificadas no Anexo B (Tabela B.3) da ABNT NBR 7480, ou seja, a resistência deve ser no mínimo 10% maior que a resistência do escoamento da barra a ser emendada, obtida em ensaio.</p> <p>Justificativa Para laços em vigas, tradicionalmente as barras utilizam como formas, os tubos comerciais de esgoto com diâmetro maior do que o diâmetro da barra a ser emendada. Como exemplo: para uma tubulação de 125mm deixa-se um pedaço de tubo de 475mm, assim como para tubulações de 410mm utiliza-se tubo de 410mm. Ao deixar a 30cm entre as "barraquinhas" de análise pagamos quantidades de 10,12cm que podem ser prejudiciais por conterem variação e assim comprometem o desempenho, e parafusando que utiliza tubos circulares de 125mm que são menos prejudiciais as tensões internas das vigas, por não conterem vértices.</p>
MARCO CONTE	13.2.5.1	Furos que atravessam vigas na direção da sua largura	<p>Tento anual Os entibos poligonais ganham contra a fadiga em barras longitudinais situadas em seus cantos e ao ser abrangeadas, situadas no máximo à distância de 200x do canto, se nesse trecho de comprimento 200x não houver mais de duas barras, não contendo a de canto. Quando houver mais de duas barras nesse trecho ou barra fora dele, deve haver entibos suplementares.</p> <p>Se o entibo suplementar for constituído por uma barra reta, terminada em ganchos 190° a 180°, ele deve atravessar a seção do elemento estrutural, e os seus ganchos devem envolver a barra longitudinal (ver Figura B.2).</p> <p>Proposta Os entibos poligonais ganham contra a fadiga em barras longitudinais situadas em seus cantos e ao ser abrangeadas, situadas no máximo à distância de 200x do canto, se nesse trecho de comprimento 200x não houver mais de duas barras, não contendo a de canto. Quando houver mais de duas barras nesse trecho ou barra fora dele, deve haver entibos suplementares.</p> <p>Se o entibo suplementar for constituído por uma barra poligonal, para este valer o mesmo critério de abrangência até duas barras longitudinais, num trecho de até 200x.</p> <p>Se o entibo suplementar for constituído por uma barra reta, terminada em ganchos 190° a 180°, ele deve atravessar a seção do elemento estrutural, e os seus ganchos devem envolver a barra longitudinal (ver Figura B.2). Neste caso poderá abranger apenas a barra que envolve a mais uma de cada lado, desde situada num trecho de até 100x.</p>	<p>Justificativa Quando a porção à direita da figura B.2 que constava na versão 2003 de nossa norma, foi suprimida na versão 2014, tinha o objetivo de torná-la mais conservadora, principalmente pelo fato que mesmo especificado em projeto, não há uma garantia que a barra mecânica não envolva tanto a armadura longitudinal quanto o entibo principal, porém, tendo visto na prática inúmeros projetos falharem pelo fato de nossa norma ter ficado curta a este ponto, adotando entibos complementares com distâncias maiores superiores a muito perigosas, utilizando para isso critérios de normas mais antigas, ou ainda de normas estrangeiras mais permissivas.</p>
MARCO CONTE	18.2.4	Proteção contra fadiga em barras	<p>Tento anual No caso de pilares ou a maior dimensão da seção transversal exceder em cinco vezes a menor dimensão, além das exigências contidas nesta subseção e em B.4, deve também ser atendido o critério B.15, relativamente a entibos poligonais na direção da seção transversal.</p> <p>Critério indica que a armadura longitudinal de pilares de seção transversal progressiva deve ser suficientemente ancorada além do contorno "ou",... Qual o critério para para escolher "C ou D"?</p>	<p>As análises decenas de pilares-parede nos últimos anos, com critério de flexão da placa, o que se corroborou é que o momento não ocorre a 1/3 do muro, quando maiores forem as diferenças entre as cargas normais de cada face, sendo verificadas pelo processo de B.3.3 configura abaixo. Por sua vez, estas diferenças são tanto maiores, quanto maiores as diferenças entre as cargas normais, com o que se verifica, em alguns casos, que não existe critério, então o "ou" está correto.</p>
202	Lucas damer ramos	19.5.4	Figura B.19 - Colapso progressivo	
203	BEFRE MARTINS DA SILVA	9.6.3.4.2	Definição dos símbolos	Eliminar a definição de "delta sigma" p/na página 52, pois esse símbolo não aparece na subseção. Idêntico
204	BEFRE MARTINS DA SILVA	9.6.3.4.2	Terceira fórmula	Eliminar a definição de "delta sigma" p/na página 52, pois esse símbolo não aparece na subseção. Idêntico
205	BEFRE MARTINS DA SILVA	8.1	Definição dos símbolos	Substituir Ec28 por Ec1 na terceira fórmula.
206	BEFRE MARTINS DA SILVA	A.2.1	Terceira fórmula	Ec - módulo de elasticidade no módulo de deformação tangente inicial do concreto aos 28 dias, referindo-se sempre ao módulo codal. Eliminar a definição de Ec28
207	BEFRE MARTINS DA SILVA	A.2.1	Primeira fórmula	Substituir Ec28 por Ec1 na terceira fórmula. Remeter obtenção de Ec para B.2.8
208	BEFRE MARTINS DA SILVA	A.2.1	Segunda e segunda fórmulas	Substituir Ec28 por Ec1 na primeira e na segunda fórmulas, conforme definição em B.2.8. Ec1 é obtido aos 28 dias de idade. Remeter obtenção de Ec para B.2.8
209	Faggon Carlos Roberto	10	Figura B.13	Substituir Ec28 por Ec1 na terceira fórmula. Remeter obtenção de Ec para B.2.8
210	Faggon Carlos Roberto	2	Tabela 23.2	Substituir Ec28 por Ec1 na primeira e na segunda fórmulas, e no parágrafo abaixo.
211	Faggon Carlos Roberto	A.2	A.2.3.3 - Valor da flutuação	Completar
212	Faggon Carlos Roberto	A.2	A.2.3.2 - Valor da variação	Alterar o termo (CONCLUSÃO) pelo termo (CONTINUAÇÃO)
213	Faggon Carlos Roberto	Anexo B	Saparas - 22.4	Alterar o termo (CONCLUSÃO) pelo termo (CONTINUAÇÃO)
214	MIGUEL JUNIOR	1	Arquivo em formato pdf	Revisão



≈ 250 sugestões



ABNT NBR 6118:2023

Ajustes de forma foram realizados antes da publicação:

Futura Emenda



Folha de Tabelação - NBR 6118 - Resultado da Consulta Nacional de 2022

Página 5, Item 3.2.6

3.2.6 estado-limite de descompressão parcial
ELS-DP

estado no qual garantese a compressão na seção transversal, na região compressiva. Essa região deve se estender até uma distância a_p a partir da bainha de protensão (ver Figura 3.1 e Tabela 13.4.)

formatar a_p (p é subscrito)

Figura 3.1 - Estado-limite de descompressão parcial

Folha de Tabelação - NBR 6118 - Resultado da Consulta Nacional de 2022

Página 29, Item 8.3.6, Figura 8.5

adicionar linhas tracejadas
substituir linhas tracejadas
substituir arctg(E_s)
adicionar

Folha de Tabelação - NBR 6118 - Resultado da Consulta Nacional de 2022

Página 199, Item 23.5.4.1

23.5.4 Verificação da fadiga do concreto
23.5.4.1 Concreto em compressão

Essa verificação para o concreto em compressão é realizada em:

sendo

$$C_{fat} = 0,45 C_{50}$$

$$S = 0,9(\sigma_{cs}/\sigma_{ct})^{1/3}$$

onde

σ_{cs} é um fator que considera o gradiente de tensões de compressão no concreto;

σ_{ct} é o menor valor, em módulo, da tensão de compressão a uma distância não maior que 200 mm da face sob a compressão relevante da carga (Figura 23.11).

substituir $\sigma_{cs,grd}$

Folha de Tabelação - NBR 6118 - Resultado da Consulta Nacional de 2022

Página 50, Item 9.6.3.3.2.1

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:

$$\Delta\sigma_p = \sigma_{pi}(1 - \frac{1}{2n} \sum_{i=1}^n \sigma_{pi})$$

onde

σ_{pi} é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, por da protensão (compressão) após as perdas por atrito e por o pelo efeito da carga permanente (tração) mobilizada no de compressão.

formatar $\sigma_{cs,grd}$

Folha de Tabelação - NBR 6118 - Resultado da Consulta Nacional de 2022

Página 214, Item A.2.2.3

$\sigma_{cs} = \sigma_{cs} + \sigma_{cs} + \sigma_{cs}$ é o valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível para concretos de classes C30 a C50;

σ_{cs} é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente U, expresso em porcentagem (%) e da consistência do concreto dada pela Tabela A.1;

σ_{cs} é o coeficiente dependente da espessura fictícia h_{eq} da peça, definida em A.2.1,

$$\sigma_{cs} = \frac{42 - h_{eq}}{20 \cdot h_{eq}}$$

onde

substituir h é a espessura fictícia ponderada h_{eq} , expressa em centímetros, sendo h_{eq} definido na Tabela A.1.

substituir h_{eq} expressa em centímetros com (A.2.1)

Folha de Tabelação - NBR 6118 - Resultado da Consulta Nacional de 2022

Página 168, Item 19.5.3.2

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

$$\sigma_{s1} \leq \sigma_{s1} = 0,13 \left(\frac{\sigma_{cs}}{100} \right)^{1/3} + 0,10 \sigma_{cp}$$

sendo

$$\sigma_{cs} = \sqrt{\sigma_{cs} \leq 0,02}$$

$$\sigma_{cs} = \frac{\sigma_{cs}}{1 + \sqrt{20d}} \leq 2$$

substituir k_p
substituir $k_p = (1 + \sqrt{20d}) \leq 2$
adicionar k_p é o coeficiente de escala para punção:

onde

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

σ_{cs} é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente (armadura não aderente deve ser desprezada);

σ_{cs} e σ_{cs} 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.

Folha de Tabelação - NBR 6118 - Resultado da Consulta Nacional de 2022

Página 168, Item 19.5.3.2

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

$$\sigma_{s1} \leq \sigma_{s1} = 0,13 \left(\frac{\sigma_{cs}}{100} \right)^{1/3} + 0,10 \sigma_{cp}$$

sendo

$$\sigma_{cs} = \sqrt{\sigma_{cs} \leq 0,02}$$

$$\sigma_{cs} = \frac{\sigma_{cs}}{1 + \sqrt{20d}} \leq 2$$

substituir k_p
substituir $k_p = (1 + \sqrt{20d}) \leq 2$
adicionar k_p é o coeficiente de escala para punção:

onde

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

σ_{cs} é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente (armadura não aderente deve ser desprezada);

σ_{cs} e σ_{cs} 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.



Projeto para verificação do ABNT/CB-002

Projeto de estruturas de concreto

1 Escopo

- Esta Norma estabelece os procedimentos e requisitos de projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, excluídas aquelas em outros casos especiais.
- Esta Norma se aplica às estruturas de concreto normal e de alta resistência, com classes de concreto de grupo I (C20 a C50) e ao grupo II (C55 a C90), conforme esta Norma não se aplica a concreto-massa e a concreto sem finos.
- Esta Norma estabelece os requisitos gerais a serem atendidos bem como os requisitos específicos relativos a cada uma de suas partes.
- Esta Norma não inclui requisitos para evitar os estados limites de serviço sob efeitos de sismos, impactos, explosões e fogo. Para ações sísmicas e de fogo, em situação de incêndio, consultar a ABNT NBR 15200.
- No caso de estruturas especiais, como de elementos pré-fabricados, arcos, silos, chaminés, torres, estruturas off-shore, estruturas não convencionais, como formas deslizantes, progressivas, concreto projetado e concreto reforçado com fibra de carbono, sendo necessários a complementação e ajuste de Normas específicas.

2 Referências normativas

Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à elaboração e à interpretação das referências dadas, aplicadas somente às edições citadas. Para as edições mais recentes, consulte o documento (incluindo emendas) em vigor no momento da publicação deste documento.

ABNT NBR 5674 - *Atenção de edificações - Requisitos para projetos de estruturas de concreto - Procedimento de moldagem e execução*

ABNT NBR 5730 - *Concreto - Procedimento de ensaio de corpos de prova*

ABNT NBR 5738 - *Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova*

ABNT NBR 6120, *Atenção de edificações - Requisitos para projetos de estruturas de concreto - Procedimento de moldagem e execução*

ABNT NBR 6123, *Forças devidas ao vento em edificações*

ABNT NBR 6349, *Barra, cordão e fio de aço para armadura de concreto*

ABNT NBR 7222, *Concreto e argamassas - Determinação da resistência característica de compressão de corpos de prova cilíndricos*

NÃO TEM VALOR NORMATIVO



ABNT NBR 6118:2023

Futura
Emenda



Ordem	Item	Descrição	Proposta
17	17.4.1.3	concreto	Ajuste de forma aprovado.
17	17.4.2.2h)	tecto	Ajuste de forma aprovado.
17	17.4.2.3, segunda linha	tecto	Proposta será analisada para Emenda.
17	17.5.1.4.1, segunda frase	tecto	Proposta será analisada para Emenda.
17	17.7.1.3, segunda linha	tecto técnico	Proposta será analisada para Emenda.
18	18.3.2.4, primeira linha	tectos	Proposta será analisada para Emenda.
18	18.3.4	tectos	Proposta será analisada para Emenda.
18	18.3.6, quanto parágrafo	índice	Proposta será analisada para Emenda.
18	18.5.2a)	índices tem que serem alinhados	Proposta será analisada para Emenda.
18	18.5.3.2	tecto	Ajuste de forma aprovado.
18	18.5.3.3	equação	Ajuste de forma aprovado.
19	19.5.4, quarta linha	na equação substituir por	Proposta será analisada para Emenda.
20	20.2, figura 20.1	letra T	Proposta será analisada para Emenda.
21	21.2.1	tecto	Proposta será analisada para Emenda.
21	21.2.4	tecto	Proposta será analisada para Emenda.
21	21.6	tecto	Proposta será analisada para Emenda.
22	22.1	tecto	Proposta será analisada para Emenda.
22	22.3.3, na equação	tecto	Ajuste de forma aprovado.
22	22.5.1.2b)	tecto	Proposta será analisada para Emenda.
22	22.5.1.4.2, figura 22.5	letra T	Proposta será analisada para Emenda.
22	subseção 22.7.2.2	tecto	Proposta será analisada para Emenda.
22	subseção 22.7.4.1.3	tecto	Proposta será analisada para Emenda.
23	Tabela 23.2	rever	Proposta será analisada para Emenda.
24	subseção 24.6.1	tecto	Proposta será analisada para Emenda.

≈ 150 sugestões
p/ serem analisadas
e debatidas.



ABNT NBR 6118:2023

*Futura
Emenda*

do projeto.

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

Sugestão

Seção/Item: 5.2.1

Adicionar último parágrafo abaixo.

Além disso, é relevante que a solução estrutural adotada considere aspectos relacionados com a sustentabilidade, que é a capacidade da estrutura contribuir positivamente no atendimento às necessidades atuais da humanidade no que se refere à natureza, sociedade, economia e bem-estar, sem comprometer as futuras gerações. Neste sentido, é importante que a solução estrutural adotada vise a redução do consumo de matérias primas não renováveis, da emissão de gases de efeito estufa, do consumo de energia e de água potável.



ABNT NBR 6118:2023

*Futura
Emenda*

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

Item e

com exceção do η_c ("eta c"). A sugestão é incluir a descrição do η_c ("eta c") neste item.

indiv

5.3.1

O texto da norma continua não sendo claro da obrigatoriedade do ATP, algo que todas as normas de grandes países já orientam, até hoje em toda a comunidade há dúvidas da escrita deste parágrafo e recomendo uma alteração do mesmo.

5.3.1

indep

espec

As rotinas de cálculo por sua vez tornam o estudo e compreensão da MBR demasiadamente confusas quando se trata do dimensionamento correto, para os



ABNT NBR 6118:2023

*Futura
Emenda*



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. O tempo de vida útil de projeto deve estar claramente especificado conforme tabela a seguir.

o que estabelece a ABNT NBR 6118:2023, sob as condições de uso, inspeção e manutenção:

Categoria de estrutura 1 - Tempo em anos da vida útil de projeto: $t = 10$ anos Exemplo: estruturas temporárias

Categoria 2: $t = 10$ a 25 anos - Partes estruturais substituíveis

6.3 Mecanismos de falha

com o tempo de vida útil de projeto:

Categoria 3: $t = 30$ anos - Estruturas agrícolas e similares

Categoria 4: $t = 50$ anos - Edificações comuns, obras industriais, obras de arte de até 20 m de vão, estruturas de contenção de até 7 m de altura;

Categoria 5: $t = 100$ anos - Estruturas monumentais, edifícios com altura acima de 100 m, obras de arte acima de 20 m de vão, túneis, barragens e obras hidráulicas em geral, torres eólicas, arenas esportivas.

Alterar o título da tabela para "Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas com seção retangular", como na figura em anexo.



ABNT NBR 6118:2023

*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 a origem dos álcalis, bem como a natureza dos agregados reativos, de acordo com a ABNT NBR 15577-1.

A proposta seria substituir o termo barra da armadura longitudinal dobrada para barra da armadura longitudinal em curva e também apresentar um detalhe/desenho diferenciando a barra dobrada e a barra em curva.

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 do concreto durante o processo de hidratação ultrapassa 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.

Prop

Prop

ABNT NBR 6118:2023

*Futura
Emenda*

Tabela 6.1 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submerso	
II	Moderada	Urbano ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinho ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com pouca precipitação pluviométrica.

^c Ambientes químicos, de celulose e papel, ou ambientes contaminados por produtos químicos.

TABELA 6.1-a) pode-se admitir um microclima com classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (áreas de circulação, salas e dormitórios de apartamentos residenciais e de conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

6.4.3 O responsável pelo projeto estrutural, de posse de dados relativos ao ambiente em que será construída a estrutura, pode considerar classificação mais agressiva que a estabelecida na Tabela 6.1.

Corrigir a norma de cimento para a ABNT NBR 16697 (2018). Incluir a proposta para avaliação da classe de resistência.

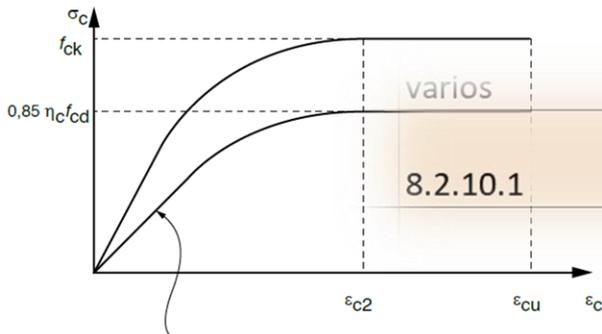
7 Critérios de projeto que visam a durabilidade

8.2.10 Diagramas tensão-deformação

8.2.10.1 Compressão

Para tensões de compressão menores que $0,5 f_{ck}$, pode-se admitir uma relação linear entre tensões e deformações, adotando-se para módulo de elasticidade o valor secante dado pela expressão constante em 8.2.8.

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.



Ver arquivo anexado

A consideração de um fator de redução de resistência adicional é divergente com todas as normas internacionais e antieconômico.

A consideração de um fator de redução de resistência adicional é

$$\sigma_c = 0,85 \eta_c f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right]$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Para } f_{ck} \leq 40 \text{ MPa: } \eta_c = 1,0 \\ \text{Para } f_{ck} > 40 \text{ MPa: } \eta_c = (40/f_{ck})^{1/3} \\ \text{Para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa: } n = 2 \\ \text{Para } f_{ck} > 50 \text{ MPa: } n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4 \end{array} \right.$	

Figura 8.2 – Diagrama tensão-deformação idealizado

Os valores a serem adotados para os parâmetros ϵ_{c2} (deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico) e ϵ_{cu} (deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura) são definidos em 8.2.10.2.



ABNT NBR 6118:2023

*Futura
Emenda*

Para os efeitos desta Norma, a capacidade aderente entre o aço e o concreto está relacionada ao coeficiente η_1 , cujo valor está estabelecido na Tabela 8.2.

Tabela 8.2 – Valor do coeficiente de aderência η_1

Categoria do aço	η_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 do aço de armadura passiva o valor de 7 850 kg/m³.

8.3.4 Coeficiente de dilatação térmica

harmonizar a informação da norma de projeto (ABNT NBR 6118) e a norma do produto (ABNT NBR 7480).

os valores

estão

Tabela 8.2

CA 50 com diâmetros abaixo de 10mm = 1,0

CA 50 com diâmetros igua ou superior a 10mm = 2,25

Prop



ABNT NBR 6118:2023

*Futura
Emenda*

9.6.3.3.2.2 Perdas por atrito

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

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

onde

P_i é o valor definido em 9.6.1.2.1;

x é a abscissa do ponto onde se calcula ΔP , em metros (m);

$\Sigma \alpha$ é a soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de aplicação da carga, em radianos (rad);

μ é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e o elemento estrutural, que pode ser estimado como a seguir (valores em μ):

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

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

$\mu = 0,20$ 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).

Sugestão

Seção/Item: 9.6.3.3.2.2

Onde se lê:

Perdas por atrito

$\mu = 0,05$ 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)

$\mu = 0,07$ 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



ABNT NBR 6118:2023

*Futura
Emenda*

12.4.1 Coeficientes de ponderação das resistências no estado-limite último (ELU)

Os valores para verificação no estado-limite último estão indicados na Tabela 12.1.

Tabela 12.1 – Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Para a execução de elementos estruturais nos quais estejam previstas condições desfavoráveis (por exemplo, más condições de transporte, ou adensamento manual, ou concretagem deficiente por concentração de armadura), o coeficiente γ_c deve ser multiplicado por 1,1.

Para elementos estruturais

Para elementos estruturais pré-moldados e pré-fabricados, deve ser consultada a ABNT NBR 9062.

Admite-se, no caso de testes

Admite-se, no caso de testemunhos extraídos da estrutura, dividir o valor de γ_c por 1,15.

Admite-se, nas obras de pequena

Admite-se, nas obras de pequena importância, o emprego de aço CA-25 sem a realização do controle de qualidade estabelecido na ABNT NBR 7480, desde que o coeficiente de ponderação para o aço seja multiplicado por 1,1.



13.2.3 Pilares e pilares-parede

A seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não pode apresentar dimensão menor que 19 cm.

Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com o indicado na Tabela 13.1 e na Seção 11. Em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm².

Tabela 13.1 – Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

As bainhas da armadura de protensão podem ser metálicas ou plásticas, projetadas com diâmetro adequado à livre movimentação....

fala

0 cm²"
inferior.

Citar em referências normativas a NBR 15575, em especial, a NBR 15575-2, e no item 13.2.3 trocar para "não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm², exceto nos limites permitidos da NBR 15575.

seu Criar requisitos similares, através do texto:

"Nos casos a seguir, é obrigatório a análise técnica de projeto, com responsabilidade técnica de ambos os engenheiros,

Projeto para a vertical

Prop

Pr



ABNT NBR 6118:2023

*Futura
Emenda*

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 (ℓ_0) 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 Φ maior que 10 mm, a mesa deve ter a espessura mínima de 4 cm + Φ , ou 4 cm + 2 Φ 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:

- 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;
- 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 projetadas com essa verificação como laje média das nervuras for maior que 110 cm;
- para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras maior que 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje plana com os mínimos de espessura.

13.2.4.2 Lajes nervuradas

- 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 armadura mínima”, e para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje;



ABNT NBR 6118:2023

*Futura
Emenda*

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:

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

13.2.5.2 Aberturas que atravessam lajes na direção

Em lajes lisas ou lajes-cogumelo, a verificação de resistência sempre ser realizada.

Textos de barras de aço que não sejam as tradicionalmente utilizadas.

Texto atual

- dimensão do furo de no máximo 12 cm e $h/3$;

Proposta

- dimensão do furo de no máximo 12x12cm (quando retangulares) e 12,5cm (quando circulares), ambos limitados à $h/3$;

Texto atual

escor

Justifi

Para fu

bitola

deixa

limita

cont

preju



ABNT NBR 6118:2023

**Futura
Emenda**



a rigidez transversal e a rigidez a torção.

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.

Seção/Item: 14.7.4.8 - Lajes lisas e lajes-cogumelo.

Nos casos das lajes em concreto de maneira regular e com vãos processo elástico aproximado, com múltiplos, para obtenção dos esforços

Onde se lê:

“Lajes cogumelo são lajes apoiadas diretamente em pilares com capiteis, enquanto lajes lisas são apoiadas nos pilares sem capiteis.”

Para cada pórtico deve ser considerada a direção, segundo as faixas indicadas

a) 45 % dos momentos positivos

b) 27,5 % dos momentos positivos

“Lajes cogumelo são lajes apoiadas diretamente sobre os 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, sem engrossamento na região dos pilares (Capiteis).”

15.4 Definições e classificação das estruturas

15.4.1 Efeitos globais, locais e localizados de 2ª ordem

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

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

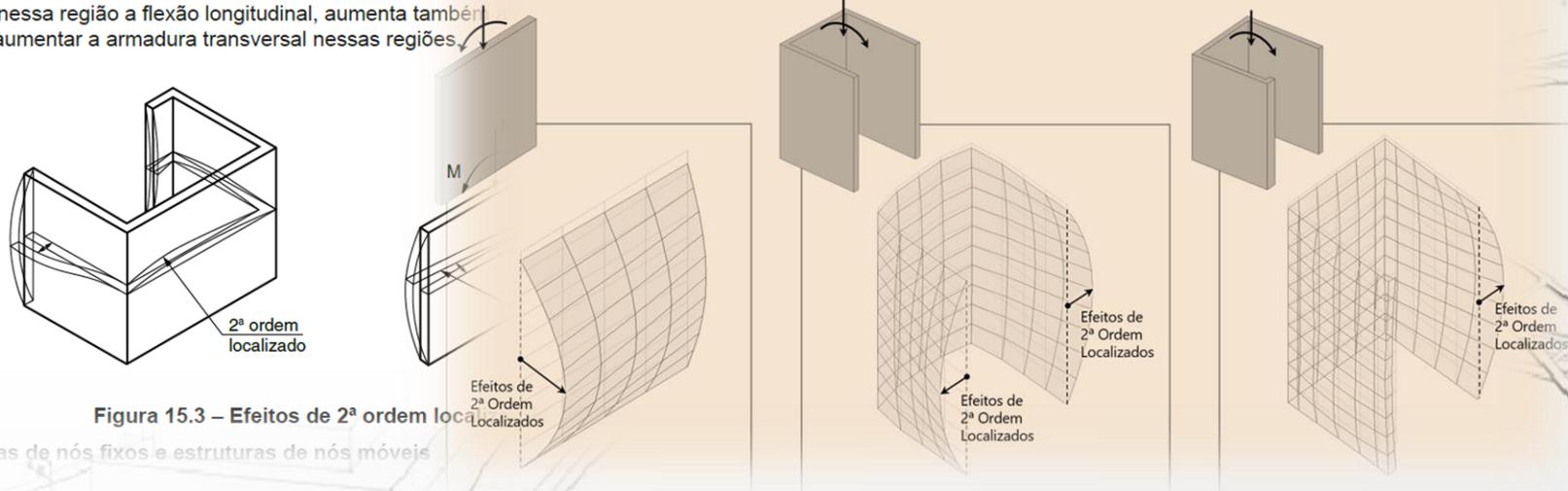


Figura 15.3 – Efeitos de 2ª ordem localizados

15.4.2 Estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis



15.8.2 Dispensa da análise dos efeitos locais de 2ª ordem

Os esforços locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez for menor que o valor-limite λ_1 estabelecido nesta subseção.

O índice de esbeltez deve ser calculado pela expressão:

$$\lambda = \ell_e / i$$

No caso de pilar engastado na base e livre no topo, o valor de ℓ_e é igual ao valor de α_b , utilizado para transformar o diagrama de momento de 1ª ordem original num diagrama uniforme equivalente, deve ser obtido conforme estabelecido a seguir:

O valor de λ_1 depende de diversos fatores, mas os preponderantes são:

- a excentricidade relativa de 1ª ordem e_1/h na extremidade do pilar de 1ª ordem de maior valor absoluto;
- a vinculação dos extremos da coluna isolada;
- a forma do diagrama de momentos de 1ª ordem.

O valor de λ_1 pode ser calculado pela expressão:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5e_1/h}{\alpha_b}$$

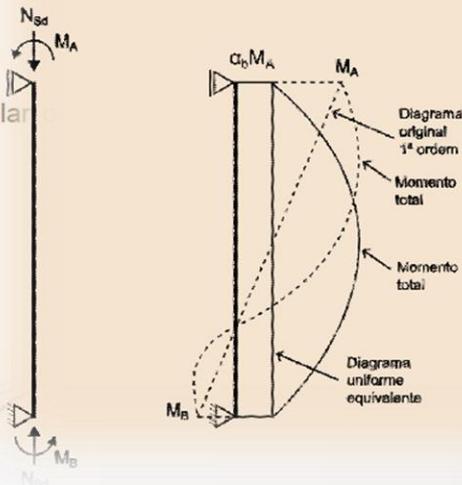
Seção/Item: 15.8.2 Dispensa da análise dos efeitos locais de 2ª ordem

Onde se lê:

e onde o valor de α_b deve ser obtido conforme estabelecido a seguir:

Leia-se:

onde o valor de α_b , utilizado para transformar o diagrama de momento de 1ª ordem original num diagrama uniforme equivalente, deve ser obtido conforme estabelecido a seguir:





ABNT NBR 6118:2023

*Futura
Emenda*

A consideração da fluência é obrigatória para $\lambda > 90$, conforme 15.8.4.

15.8.3.2 Método geral

Consiste na análise não linear de 2ª ordem efetuada com discretização adequada da barra, consideração da relação momento-curvatura real e não linearidade geométrica de forma não aproximada.

O método geral é obrigatório para

108/242

Adicionar a norma ABNT NBR 16697, Cimento Portland - Requisitos
Remover as normas ABNT NBR 5732, 5733, 5735, 5736 e 5737

O método geral é obrigatório para $\lambda > 140$ e trata-se de um método numérico de verificação, onde as armaduras do pilar devem estar previamente definidas.

Consiste em uma análise não linear de segunda ordem considerando a não linearidade física com as mesmas premissas usadas na construção das relações momento curvatura da figura 15.1 e a não linearidade geométrica de forma não aproximada.

Em projeto é usual a utilização de elementos de barra, devidamente discretizados, onde a rigidez do elemento é obtida considerando a relação momento curvatura correspondente em cada seção e incluindo a não linearidade geométrica a partir da determinação da deformada do pilar com procedimentos numéricos (integração da curvatura, diferenças finitas, P- Delta, etc.).

Devem ser definidos processos iterativos, e valores de controles adequados à análise

Por se tratar de pilares muito esbeltos, o ELU de instabilidade deve ser adequadamente verificado, sendo que durante o processo iterativo, pode-se não chegar a um ponto de equilíbrio estável, mas o que a seção transversal ainda apresente folga na capacidade resistente.

Quando for usado o método dos elementos finitos para a verificação do Pilar, com elementos planos ou tridimensionais, a não linearidade física também deve ser considerada usando as mesmas premissas usadas na construção da relação momento-curvatura da figura 15.1.



ABNT NBR 6118:2023

*Futura
Emenda*

15.10 Instabilidade lateral de vigas

A segurança à instabilidade lateral de vigas deve ser garantida através de procedimentos apropriados.

Como procedimento aproximado pode-se adotar, para vigas de concreto, com armaduras passivas ou ativas, sujeitas à flambagem lateral, as seguintes condições:

$$b \geq \ell_0 / 50$$

trocar o termo pilares pelo termo "elementos"

$$b \geq \beta_{fl} h$$

Substituir o item 15.10 pelos formulários de estabilidade lateral da 9062.

onde

Outra opção é descrever: "Caso não seja atendido a fórmula abaixo, a estabilidade pode ser considerada pelos limites da 9062"

b é a largura da zona

h é a altura total da viga;

ℓ_0 é o comprimento do flange comprimido

visto que, pelo item 15.8.1 peças com esbeltezes superiores a 140 não podem ter compressão superior a 10% do fcd, não faz sentido chamar de pilares

β_{fl} é o coeficiente que depende de

O formulário de instabilidade lateral é extremamente simplístico. A NBR9062 tem um formulário muito mais preciso.

No último termo da equação tem o módulo de $Ecs(t, t_0)$. Este termo deveria ser $\epsilon_{cs}(t, t_0)$

trocar

Substit

Outra

9062"

Alter

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° a 180°), ele deve atravessar a seção do elemento estrutural, e os seus ganchos devem envolver a barra longitudinal e a transversal.

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° a 180°), ele deve atravessar a seção do elemento estrutural, e os seus ganchos devem envolver a barra longitudinal e a transversal.

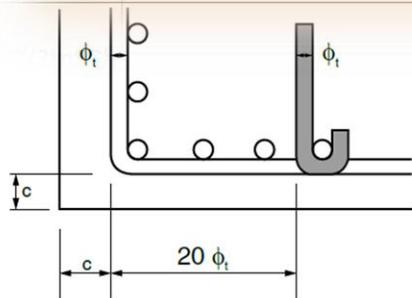


Figura 18.2 – Proteção contra flambagem das barras

O estribo suplementar deve atender ao mínimo estabelecido em 18.4.3, podendo ter o seu diâmetro



ABNT NBR 6118:2023

*Futura
Emenda*

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, a armadura de suspensão pode ser disposta em uma extensão máxima de h_{viga} em ambos os lados, a partir do ponto de aplicação da carga. Na viga apoiada, a armadura de suspensão pode ser disposta em uma extensão máxima de h_{viga} em ambos os lados, a partir do ponto de aplicação da carga. A armadura de suspensão calculada do tirante deve ser dividida por dois e aplicada a metade para cada um dos lados da viga apoiada. A armadura de suspensão não se estender além da extensão máxima correspondente a $h_{viga} / 2$.

A seção 18.3.6 (Armadura de suspensão) foi bastante reformulada com a inclusão de vários parágrafos. Todavia, sugiro a inclusão das duas figuras abaixo com o intuito de esclarecer o texto.

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

8.2

(evidente por exemplo nos ensaios de compressão onde os CPs explodem).

Define-se uma situação de viga pendurada quando a viga pendurada é inferior da viga de apoio.

18.3.6

Não deve-se somar a armadura de suspensão à parcela da armadura de cisalhamento cujo esforço cortante foi causado pela própria força a suspender.

18.3.7 Armaduras de ligação mesa-alma ou talão-alma

VIDE ANEXO

VIDE ANEXO

VIDE ANEXO



ABNT NBR 6118:2023

Futura
Emenda

estruturais lineares.

19.3.3.2 Armaduras mínimas

Para melhorar o desempenho e a ductilidade à flexão, assim como controlar a fissuração, são necessários valores mínimos de armadura passiva definidos na Tabela 19.1. Alternativamente, estes valores mínimos podem ser calculados com base no momento mínimo, conforme 17.3.5.2.1. Essa armadura deve ser constituída preferencialmente por barras com alta aderência ou por telas soldadas.

Nos apoios de lajes que não apresentem continuidade com panos de lajes adjacentes e que tenham ligação com os elementos de apoio, deve-se dispor de armadura negativa de borda, conforme a Tabela 19.1. Essa armadura deve se estender até pelo menos 0,15 do vão menor da laje a partir da face do apoio.

No caso de lajes lisas ou lajes viguetadas com armadura distribuída, as armaduras passivas positivas devem respeitar os

os apoios deve ter como valor **19.3.3.2 – O item que estamos propondo alterar** *“Para melhorar o desempenho e a ductilidade à flexão, assim como controlar a fissuração, são necessários valores mínimos de armadura passiva definidos na tabela 19.1. Alternativamente, estes valores mínimos podem ser calculados com base no momento mínimo, conforme 17.3.5.2.1. Esta armadura deve ser constituída preferencialmente por barras com alta aderência ou por telas soldadas. **Tratando-se de telas soldadas a taxa mínima absoluta pode ser reduzida para 0,135%”***

$$A_s \geq 0,00075 h l$$

onde

h é a altura da laje;

Justificativa:

l é o vão médio da laje medido na direção da armadura a ser colocada.



ABNT NBR 6118:2023

*Futura
Emenda*

19.3.3.2 Armaduras mínimas

Para melhorar o desempenho e a ductilidade à flexão, assim como controlar a fissuração, são necessários valores mínimos de armadura passiva definidos na Tabela 19.1. Alternativamente, estes valores mínimos podem ser calculados com base no momento mínimo, conforme 17.3.5.2.1. Essa armadura deve ser constituída preferencialmente por barras com alta aderência ou por telas soldadas.

Nos apoios de lajes que não apresentem continuidade com panos de lajes adjacentes e que tenham ligação com os elementos de apoio, deve-se dispor de armadura negativa de borda, conforme a Tabela 19.1. Essa armadura deve se estender até pelo menos 0,15 do vão menor da laje a partir da face do apoio.

No caso de lajes lisas ou lajes-cogumelo com armadura ativa não aderente, as armaduras passivas positivas devem respeitar os valores mínimos da Tabela 19.1 e a armadura negativa passiva sobre os apoios deve ter como valor mínimo:

deformação tangente inicial, obtido aos 28 dias.

$$A_s \geq 0,00075 h \ell$$

onde

h é a altura da laje;
 ℓ é o vão médio da

Sugiro que a armadura mínima para estruturas protendidos possa ser calculada de modo similar ao que ocorre na ACI-318, verificando-se a tensão efetiva na fibra tracionada em relação à capacidade resistente do concreto e, caso exista a necessidade de armadura passiva (o que pode não ocorrer), a taxa de armadura é também calculada em função da taxa da tensão na seção.

Essa armadura deve cobrir a região entre os apoios, acrescida de 1,5 h para cada lado.

Substituir carga horizontal por ação horizontal
Observar que em algumas frases onde se escreve carga, poderia ser ação, por se tratar de horizontal e



Desabamento de marquise deixa ao menos quatro mortos e 12 feridos em Aliança; veja vídeo

A rua estava lotada de pessoas que acompanhavam a festa de emancipação do município, na Zona da Mata de Pernambuco. Imagens mostram momento em que estrutura desaba.

Por Danielle Fonseca, Priscilla Aguiar e Katherine Coutinho, TV Globo e g1 PE

ões do
ativo a

a.

20.6) Armadura em lajes em balanço – Marquises

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 toda a carga permanente atuante.

Proj



ABNT NBR 6118:2023

*Futura
Emenda*



Em 2023 

Futura Emenda

- *Reuniões mensais deverão ter início em julho.*
- *Somente as sugestões recebidas durante a Consulta Nacional serão analisadas e debatidas.*
- *As sugestões poderão ser aprovadas para Emenda, reprovadas ou aprovadas para futura revisão.*
- *A expectativa é lançar a Emenda em 2024.*

Participem!





ABNT NBR 6118:2023

Obrigado

*Todos membros da comissão.
Todos que participaram da CN.
IBRACON, ABECE e ABNT.
Sérgio Hampshire e Gustavo Fortes.*