

Impacts in the structural design of the 2014 revision of the brazilian standard ABNT NBR 6118

Impactos no projeto estrutural da versão 2014 da norma brasileira ABNT NBR 6118



R. M. CERUTTI ^a
raphaelmbx@poli.ufrj.br

S. H. C. SANTOS ^b
sergiohampshire@gmail.com

Abstract

With the issuing of the 2014 version of the Brazilian Standard ABNT NBR 6118 – Design of Concrete Structures, several procedures followed in the design offices shall be altered. The purpose of this paper is to furnish data to the designers, in order to facilitate the transition to the new version of the Standard. A summary of some of the main modifications with direct impact in the design is presented, being shown, among others, the topics: characteristics of the concretes of class up to C90, including the new stress-strain diagrams and respective simplification criteria for these diagrams, the new deformation domains, the values of design tensile stresses in concrete and the new criteria for limiting the depth of the neutral axis; new design criteria for designing and detailing of special elements, including the application of strut-and-tie models; new design criteria, minimum dimensions and detailing criteria for columns, walls and slabs; new criteria for considering global imperfections; new criteria for considering creep and shrinkage; new values for minimum reinforcement in pure bending; new expressions for evaluating the elasticity modulus of concrete. A new table for the design of concrete sections under pure bending is furnished, and new diagrams for designing rectangular sections under bending with compression forces are presented.

Keywords: brazilian standard, structural concrete, design, detailing.

Resumo

Com a promulgação da versão 2014 da Norma Brasileira ABNT NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto, diversos procedimentos adotados nas empresas de projeto deverão ser alterados. O objetivo deste trabalho é fornecer subsídios aos projetistas, de forma a facilitar a transição para a nova versão da Norma. É apresentado um resumo de algumas das principais alterações que tem impacto direto no projeto, sendo abordados, entre outros, os temas: características dos concretos de classe até C90, incluindo os novos diagramas tensão-deformação e respectivos critérios de simplificação destes diagramas, os novos domínios de deformação, os valores de tensão de tração de cálculo no concreto e os novos critérios de limitação da profundidade da linha neutra; novos critérios de dimensionamento e detalhamento de elementos especiais, inclusive com a aplicação de Modelos Biela-Tirante; novos critérios de projeto, dimensões mínimas e detalhamento de pilares, pilares-parede e lajes; novos critérios para a consideração de imperfeições globais; novos critérios para a consideração de retração e fluência; novos valores para a armadura mínima de peças em flexão simples; novas expressões para a avaliação do módulo de elasticidade do concreto. É também fornecida uma nova tabela de dimensionamento na flexão simples e apresentados novos ábacos para o dimensionamento de seções retangulares na flexão composta reta.

Palavras-chave: norma brasileira, concreto estrutural, dimensionamento, detalhamento.

^a Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil;

^b Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Departamento de Estruturas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

1. Introdução

Após muitos meses de intenso trabalho da Comissão de Estudo encarregada de sua revisão, foi finalmente emitida a versão 2014 da Norma Brasileira ABNT NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto [1]. Esta versão coloca a ABNT NBR 6118 no mesmo nível de atualização das normas internacionais mais conceituadas, refletindo todo um esforço da Associação Brasileira de Normas Técnicas e de toda a comunidade técnica brasileira de atingir um elevado patamar de qualidade no projeto e construção das estruturas de concreto. Dentre outras importantes alterações, a faixa de aplicação dos critérios da ABNT NBR 6118 é estendida da Classe C50 até a Classe C90. Apresenta-se aqui um breve resumo de alguns dos novos critérios desta revisão da Norma. Alguns desses novos aspectos foram já apresentados por SANTOS [2].

2. Características do Concreto

2.1 Módulo de Elasticidade

O avanço no maior conhecimento das propriedades do concreto obtido nos últimos anos permitiu uma definição mais precisa do módulo de elasticidade do concreto, na ausência de ensaios específicos para sua determinação.

A estimativa para o módulo de elasticidade inicial, a ser utilizado, por exemplo, na avaliação de perdas de protensão, passa a ser:

- para f_{ck} de 20 MPa a 50 MPa;

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (1)$$

- para f_{ck} de 55 MPa a 90 MPa:

$$E_{ci} = 21.5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1.25 \right)^{1/3} \quad (2)$$

O parâmetro α_E depende da rocha matriz da brita empregada:

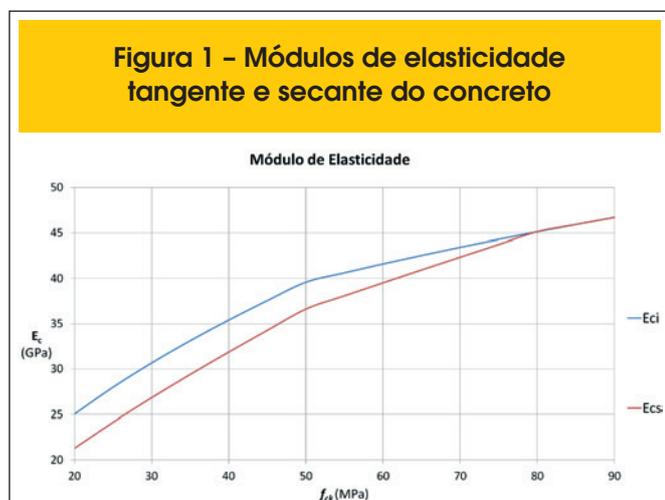
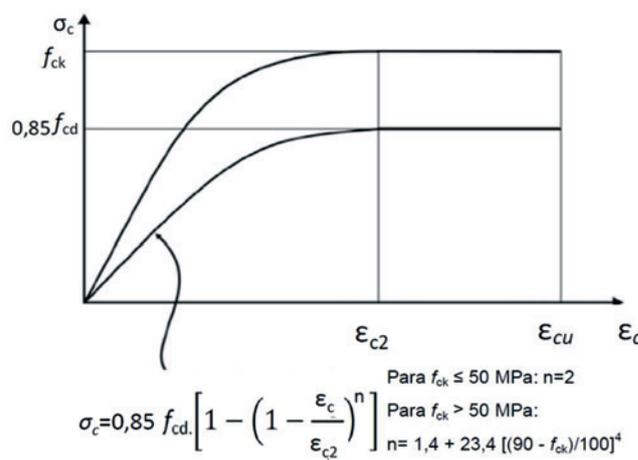


Figura 1 - Módulos de elasticidade tangente e secante do concreto

Figura 2 - Diagrama tensão-deformação de cálculo do concreto



- $\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;
- $\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaiss;
- $\alpha_E = 0,9$ para calcário;
- $\alpha_E = 0,7$ para arenito.

A estimativa para o módulo de elasticidade secante, a ser utilizado na avaliação do comportamento de um elemento estrutural em geral ou de uma seção transversal, passa a ser:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (3)$$

$$\alpha_i = 0.8 + 0.2 \frac{f_{ck}}{80} = 1.0 \quad (4)$$

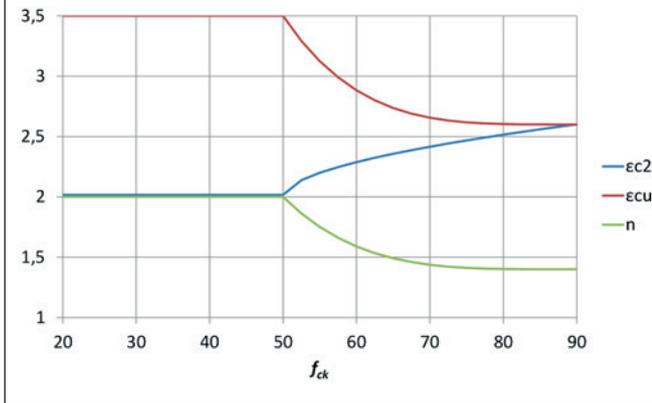
Os dois módulos confluem para o mesmo valor com o aumento da resistência do concreto, na medida em que o trecho inicial do diagrama tensão-deformação vai se tornando mais próximo do linear. A visualização gráfica da variação destes dois parâmetros (para $\alpha_E = 1,0$) é apresentada na Figura 1.

2.2 Diagramas tensão-deformação

Os diagramas tensão-deformação característicos e de cálculo dos concretos de alta resistência irão refletir sua maior fragilidade, na medida em que ele vai crescendo em resistência. A Figura 2, reproduzida da ABNT NBR 6118:2014, define as novas características destes diagramas tensão-deformação.

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:

Figura 3 - Variação dos parâmetros n , ϵ_{c2} e ϵ_{cu}



$$\epsilon_{c2} = 2.0/100 \tag{5}$$

$$\epsilon_{cu} = 3.5/100 \tag{6}$$

- para concretos de classes de C50 até C90:

$$\epsilon_{c2} = 2.0/100 + 0.085/100 \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53} \tag{7}$$

$$\epsilon_{cu} = 2.6/100 + 35/100 \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4 \tag{8}$$

Os parâmetros n , ϵ_{c2} e ϵ_{cu} são mostrados graficamente na Figura 3.

2.3 Resistência à tração

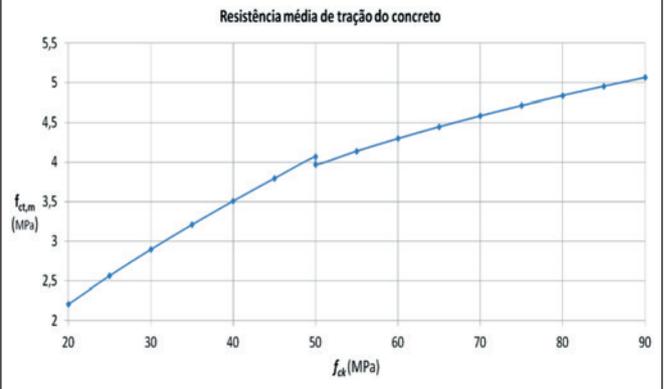
Na ausência de ensaios específicos, os valores de resistência média à tração do concreto devem ser estimados pelas expressões:

- para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa esta estimativa não é alterada:

$$f_{ct,m} = 0.3 f_{ck}^{2/3} \tag{9}$$

- para concretos com f_{ck} 50 MPa até 90 MPa:

Figura 4 - Resistência à tração média do concreto



$$f_{ct,m} = 2.12 \ln(1 + 0.11 f_{ck}) \tag{10}$$

Observe-se que a resistência à tração do concreto cresce mais lentamente em relação ao aumento da resistência à compressão. A expressão gráfica desta variação é dada na Figura 4.

3. Dimensionamento à flexão simples e composta

3.1 Novos domínios de deformação no estado limite último

A Figura 17.1 da Norma passa a ter a definição reproduzida na Figura 5.

3.2 Simplificação do diagrama tensão-deformação do concreto

Tendo em vista as características de fragilidade dos concretos de

Figura 5 - Domínios de deformação no estado limite último

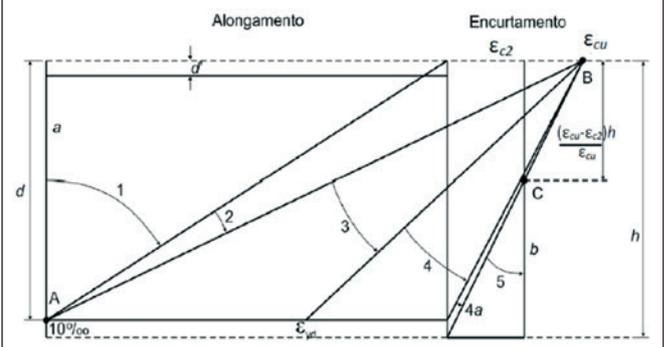
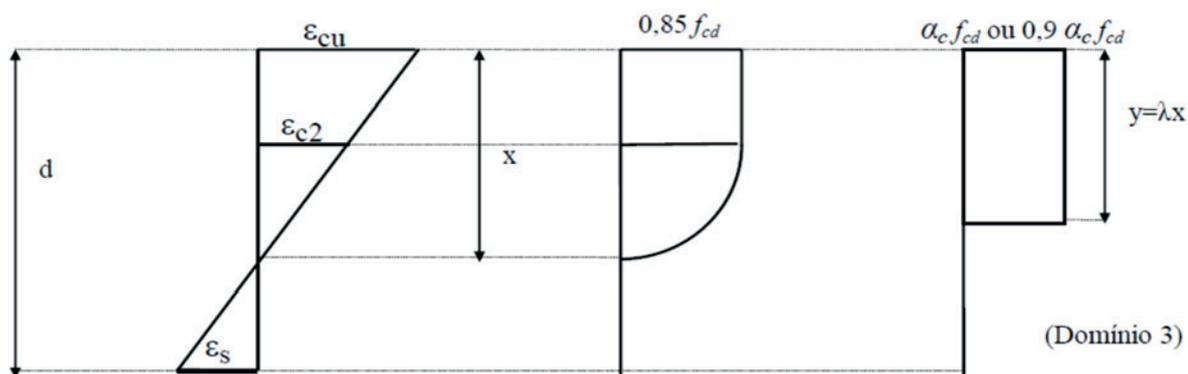


Figura 6 - Esquemas de deformação específica e diagramas de tensões



classe acima de C50, os critérios de simplificação dos diagramas tensão-deformação foram revistos, de forma que os diagramas simplificados forneçam um valor de resultante e de seu posicionamento nas seções, ambos compatíveis com os obtidos com o diagrama real.

Para o entendimento da simplificação agora proposta, apresentam-se na Figura 6 esquemas típicos de deformação específica e diagramas real e simplificado de tensões ao longo da altura de uma seção em flexão simples no Domínio 3.

O diagrama real pode ser substituído por um retângulo de profundidade (y) igual a λx, onde o valor do parâmetro λ é definido como:

- para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa:

$$\lambda = 0.8 \tag{11}$$

- para concretos com f_{ck} 50 MPa até 90 MPa:

$$\lambda = 0.8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} \tag{12}$$

A tensão constante atuante até a profundidade y pode ser tomada igual a $\alpha_c \cdot f_{cd}$, no caso da largura da seção não diminuir a partir da linha neutra para a borda comprimida, e igual a $0,9 \alpha_c f_{cd}$, no caso contrário.

O parâmetro α_c é definido como:

- para f_{ck} de 20 MPa a 50 MPa é mantido o valor de:

$$\alpha_c = 0.85 \tag{13}$$

- para concretos com f_{ck} maior que 50 MPa (até 90 MPa):

$$\alpha_c = 0.85 \cdot \left(1 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200}\right) \tag{14}$$

Devem ser considerados na flexão simples os limites de x/d:

- para f_{ck} de 20 MPa a 50 MPa:

$$x/d \leq 0.45 \tag{15}$$

- para concretos com f_{ck} maior que 50 MPa (até 90 MPa):

$$x/d \leq 0.35 \tag{16}$$

A variação dos parâmetros λ e α_c é apresentada graficamente na Figura 7.

3.3 Nova tabela para o dimensionamento à flexão simples

Considerando as novas definições normativas, é aqui apresentada uma nova tabela para o dimensionamento à flexão simples de seções retangulares de concreto armado, sem armadura de compressão (Tabela 1). Nesta tabela empregam-se as variáveis adimensionais abaixo definidas. A linha horizontal em negrito nas colunas indica a fronteira dos domínios de deformação 2 e 3.

Figura 7 - Parâmetros γ e α_c

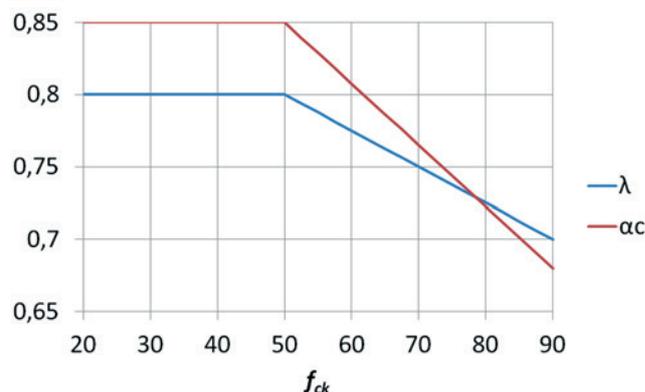


Tabela 1 – Dimensionamento à flexão simples

f_{ck}	≤ 50MPa		60 MPa		70 MPa		80 MPa		90 MPa	
ε_{cu} e k_{lim23}	3.500	0.259	2.884	0.224	2.656	0.210	2.604	0.207	2.600	0.206
λ e α_c	0.800	0.850	0.775	0.808	0.750	0.765	0.725	0.723	0.700	0.680
k_x	k_z	K_{md}	k_z	K_{md}	k_z	K_{md}	k_z	K_{md}	k_z	K_{md}
0,02	0,992	0,013	0,992	0,012	0,993	0,011	0,993	0,010	0,993	0,009
0,04	0,984	0,027	0,985	0,025	0,985	0,023	0,986	0,021	0,986	0,019
0,06	0,976	0,040	0,977	0,037	0,978	0,034	0,978	0,031	0,979	0,028
0,08	0,968	0,053	0,969	0,049	0,970	0,045	0,971	0,041	0,972	0,037
0,10	0,960	0,065	0,961	0,060	0,963	0,055	0,964	0,050	0,965	0,046
0,12	0,952	0,078	0,954	0,072	0,955	0,066	0,957	0,060	0,958	0,055
0,14	0,944	0,090	0,946	0,083	0,948	0,076	0,949	0,070	0,951	0,063
0,16	0,936	0,102	0,938	0,094	0,940	0,086	0,942	0,079	0,944	0,072
0,18	0,928	0,114	0,930	0,105	0,933	0,096	0,935	0,088	0,937	0,080
0,20	0,920	0,125	0,923	0,115	0,925	0,106	0,928	0,097	0,930	0,089
0,22	0,912	0,136	0,915	0,126	0,918	0,116	0,920	0,106	0,923	0,097
0,24	0,904	0,148	0,907	0,136	0,910	0,125	0,913	0,115	0,916	0,105
0,26	0,896	0,158	0,899	0,146	0,903	0,135	0,906	0,123	0,909	0,112
0,28	0,888	0,169	0,892	0,156	0,895	0,144	0,899	0,132	0,902	0,120
0,30	0,880	0,180	0,884	0,166	0,888	0,153	0,891	0,140	0,895	0,128
0,32	0,872	0,190	0,876	0,175	0,880	0,162	0,884	0,148	0,888	0,135
0,34	0,864	0,200	0,868	0,185	0,873	0,170	0,877	0,156	0,881	0,143
0,35	0,860	0,205	0,864	0,189	0,869	0,174	0,873	0,160	0,878	0,146
0,37	0,852	0,214	-	-	-	-	-	-	-	-
0,39	0,844	0,224	-	-	-	-	-	-	-	-
0,41	0,836	0,233	-	-	-	-	-	-	-	-
0,43	0,828	0,242	-	-	-	-	-	-	-	-
0,45	0,820	0,251	-	-	-	-	-	-	-	-

$$k_x = \frac{x}{d}; k_z = \frac{z}{d}; K_{md} = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}; A_s = \frac{M_d}{d \cdot k_z \cdot f_{yd}} \quad (17)$$

Onde:

x – profundidade da linha neutra;

d – altura útil da seção;

b – largura da seção;

z – braço de alavanca na flexão simples;

M_d - momento fletor de cálculo;

f_{cd} – resistência à compressão de cálculo de concreto;

f_{yd} – tensão de escoamento de cálculo do aço.

Observar que esta tabela pode ser também aplicada ao dimensionamento de seções com armadura de compressão, sendo no caso aplicada para a avaliação da armadura correspondente à parcela

do momento fletor de cálculo equilibrada com a compressão resistida pelo concreto, e sendo a parcela do momento equilibrada utilizando armadura de compressão avaliada na forma usual.

3.4 Nova tabela para as armaduras mínimas na flexão simples

A Tabela 17.3 da ABNT NBR 6118 foi totalmente reformulada e é parcialmente reproduzida na Tabela 2.

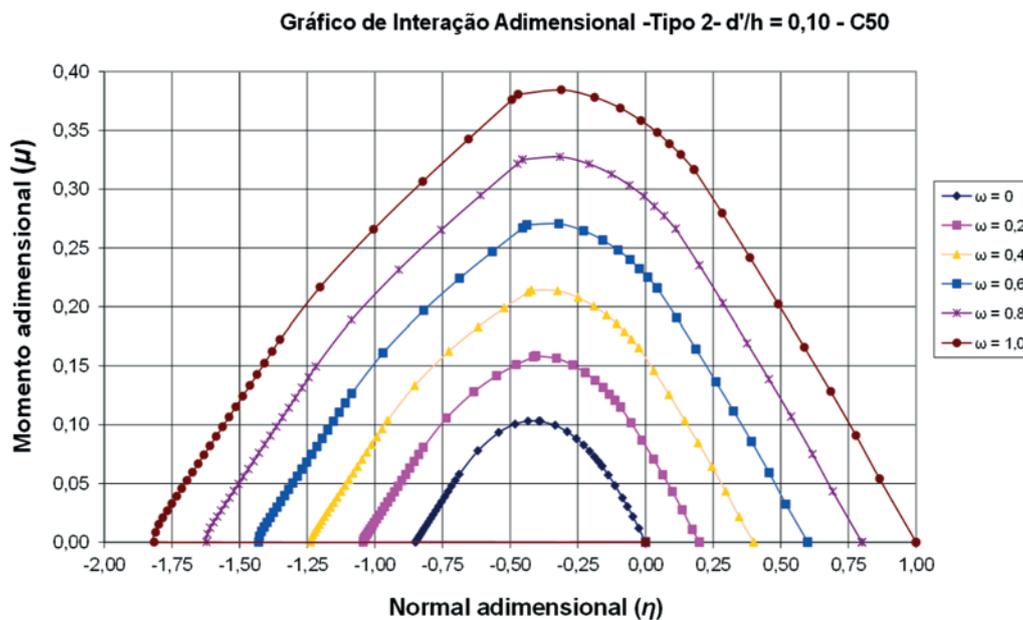
3.5 Novos ábacos para o dimensionamento à flexão composta reta

Novos ábacos para o dimensionamento à flexão composta reta devem ser desenvolvidos para os concretos das classes superiores a C50. Devido às novas definições da ABNT NBR 6118, os ábacos para estes concretos de alta resistência apresentam valores muito distintos dos

Tabela 2 – Valores de ρ_{min} ($A_{s,min}/Ac$) (%) em função do f_{ck}

f_{ck}	20	30	40	50	60	70	80	90
ρ_{min}	0,150	0,150	0,179	0,208	0,219	0,233	0,245	0,256

Figura 8 – Ábaco adimensional de interação - Tipo 2 - d'/h = 0,10 - C50

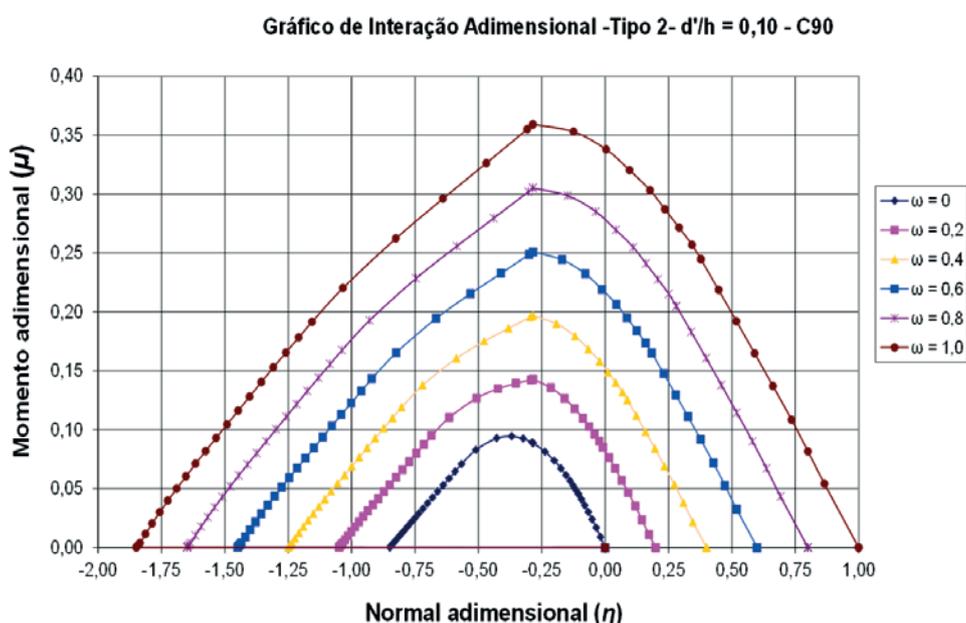


traçados para os concretos de classe até C50. Estes novos ábacos podem ser desenvolvidos como apresentado por CERUTTI [3]. Neste trabalho constatou-se que, para os concretos de categoria superior a C50, o uso do diagrama retangular não se aplica ao domínio 5, por levar a resultados excessivamente conservadores. Isto obriga à utilização dos diagramas tensão-deformação reais do concreto. As Figuras 8 e 9 comparam ábacos de dimensionamento adimensionais traçados para concreto até C50 e para concreto C90, respectivamente (para a seção retangular chamada de Tipo

2, com armadura uniformemente distribuída em sua periferia). Os ábacos utilizam os parâmetros adimensionais η , μ e ω (respectivamente força normal adimensional, momento fletor adimensional e taxa mecânica de armadura) abaixo definidos:

$$\eta = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} ; \mu = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} ; \omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (18)$$

Figura 9 - Ábaco adimensional de interação - Tipo 2 - d'/h = 0,10 - C90



No “hiperlink” citado na referência de CERUTTI [3], este trabalho pode ser diretamente acessado, onde podem ser encontrados os diversos ábacos de dimensionamento desenvolvidos para várias distribuições de armadura na periferia de seções retangulares, assim como diversos exemplos de aplicação destes ábacos.

4. Dimensionamento com modelos biela-tirante

A Figura 22.1 da ABNT NBR 6118:2014, reproduzida na Figura 10, exemplifica diversas situações típicas de Regiões D, de descontinuidade geométrica, de descontinuidade de tensões ou de aplicação de cargas concentradas, que podem ser analisadas com modelos de biela-tirante. Esta versão da Norma passa a definir critérios de verificação de tensões no concreto para estas regiões especiais.

São definidos a seguir estes limites de tensão f_{cd1} , f_{cd2} e f_{cd3} :

$$f_{cd1} = 0.85 \alpha_{v2} f_{cd} \quad (19)$$

$$f_{cd2} = 0.60 \alpha_{v2} f_{cd} \quad (20)$$

$$f_{cd3} = 0.72 \alpha_{v2} f_{cd} \quad (21)$$

Onde:

$$\alpha_{v2} = 1 - f_{ck}/250$$

O limite f_{cd1} aplica-se à verificação de regiões com tensões de compressão transversal ou sem tensões de tração transversal e em nós onde confluem somente bielas de compressão. O limite f_{cd2} aplica-se à verificação de regiões com tensões de tração transversal e em nós onde confluem dois ou mais tirantes tracionados. O limite f_{cd3} aplica-se à verificação de em nós onde conflui somente um tirante tracionado.

A Figura 11 ilustra a aplicação destes três limites de compressão no concreto no caso da análise de uma viga simples biapoiada.

5. Projeto e detalhamento de pilares e pilares-parede

5.1 Dimensões mínimas

Passa a ser exigida a dimensão mínima de 14 cm no lado menor de pilares e pilares-parede. Quando este lado menor for inferior a 19 cm, continua sendo aplicável o coeficiente γ_n de ajuste de cargas, multiplicativo aos coeficientes de majoração de cargas γ_p , conforme definido a seguir (b é a menor dimensão do pilar em cm):

Figura 10 – Situações típicas de Regiões D

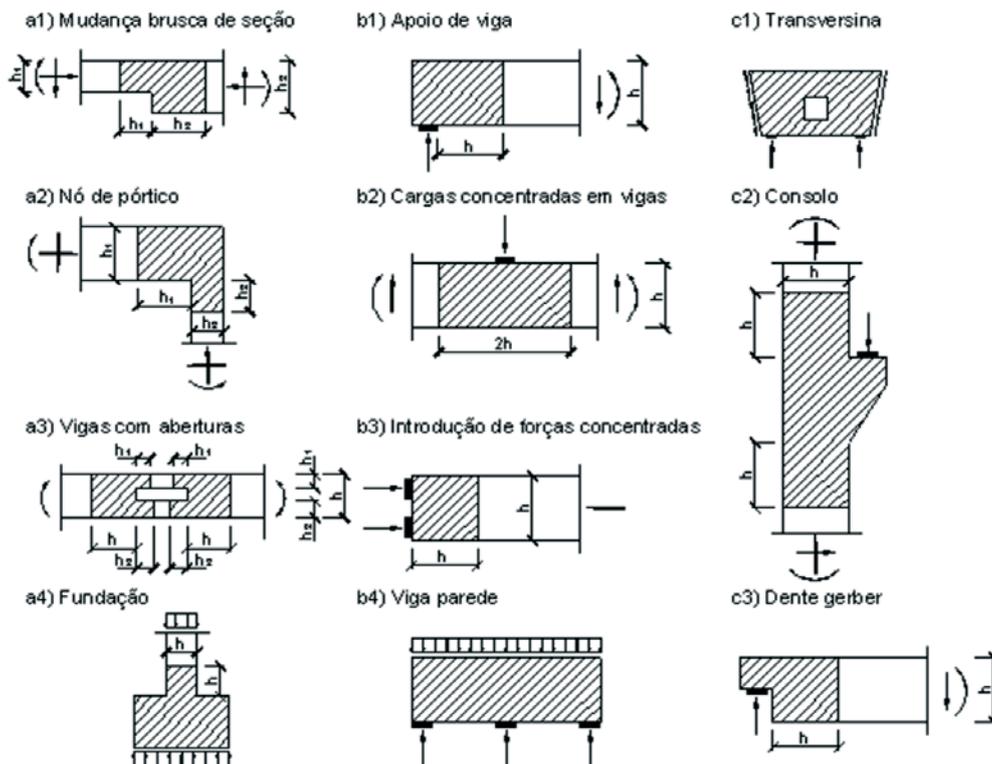
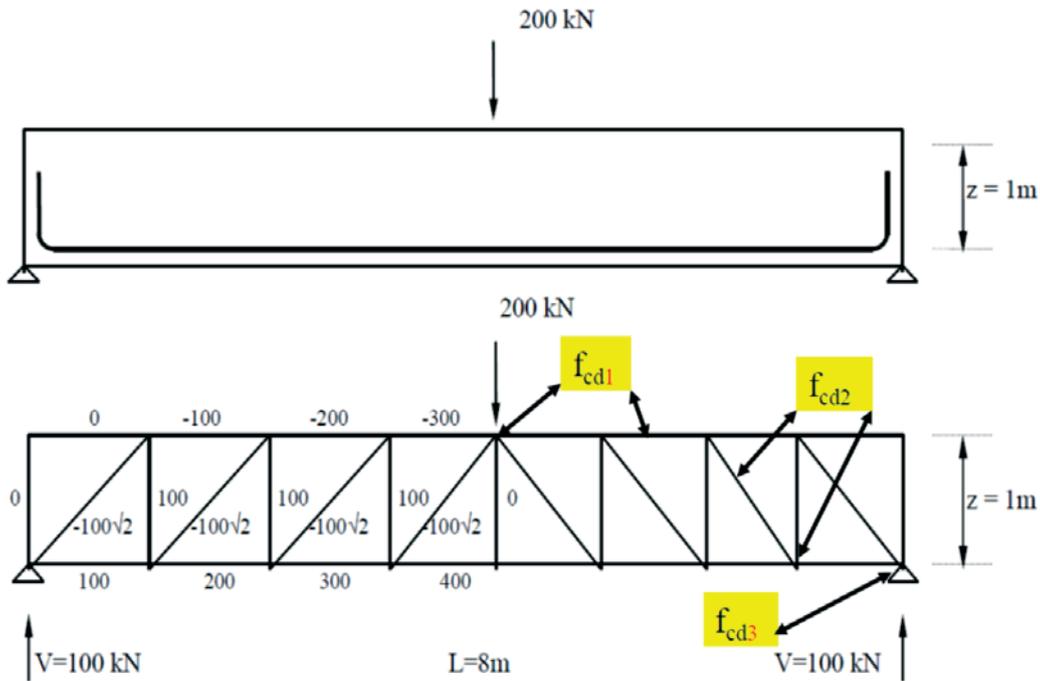


Figura 11 – Regiões de aplicação dos limites de compressão no concreto



$$\gamma_n = 1,95 - 0,05b \quad (22)$$

- 7 cm para coberturas não em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço.

De forma a assegurar uma maior confiabilidade às lajes em balanço, quando apresentarem espessura inferior a 19 cm, elas passam a ser afetadas por um coeficiente γ_n de ajuste de cargas, multiplicativo aos coeficientes de majoração de cargas γ_f . Este coeficiente tem a mesma expressão numérica definida na Equação (22)

Algumas importantes alterações são incluídas no item 11.3.3.4.1 relativamente à avaliação dos efeitos das imperfeições globais nos edifícios. A Figura 12 esquematiza estes efeitos de imperfeições globais. A faixa de aplicação do coeficiente q_1 , passa a ser, em estruturas reticuladas e para a avaliação de imperfeições locais, de $q_{1min} = 1/300$ a $q_{1max} = 1/200$.

Passa a ser agora necessária a investigação da possibilidade de superposição dos efeitos das imperfeições globais e do vento. A sobreposição será necessária se o menor dos dois efeitos, mensurado em termos do momento global resultante na base da estrutura, for superior a 30% do maior efeito.

Nesta comparação, deve-se considerar o desaprumo correspondente a q_1 , não se considerando o q_{1min} .

Quando a superposição for necessária, e o vento predominar, deve-se combinar com o vento o desaprumo correspondente a θ_1 , não se considerando θ_{1min} . Se o efeito de desaprumo for predominante, o valor de θ_1 deve atender ao θ_{1min} .

6. Projeto de lajes

6.1 Dimensões mínimas das lajes

Importantes alterações foram introduzidas na definição de espessuras mínimas de lajes, no item 13.2.4.1 da Norma, a saber:

Figura 12 – Esquema das imperfeições globais

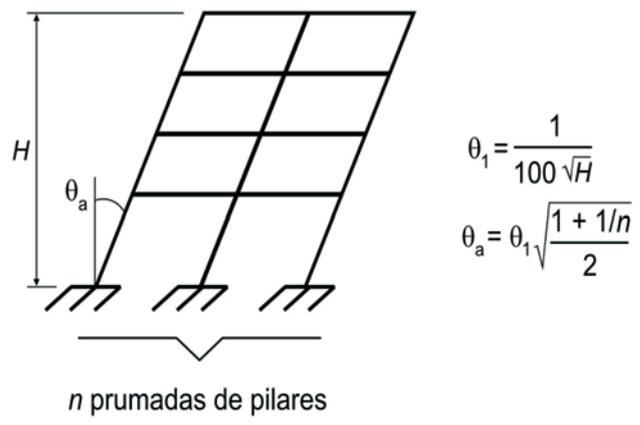


Tabela 3 – Valores característicos superiores da retração $\varepsilon_{cs}(t^\infty, t_0)$ e da fluência $\varphi(t^\infty, t_0)$

Umidade média ambiente %		40		55		75		90		
Espessura fictícia $2A_c/u$ cm		20	60	20	60	20	60	20	60	
$\varphi(t^\infty, t_0)$ Concreto das classes C20 a C45	t_0 days	5	4,6	3,8	3,9	3,3	2,8	2,4	2,0	1,9
		30	3,4	3,0	2,9	2,6	2,2	2,0	1,6	1,5
		60	2,9	2,7	2,5	2,3	1,9	1,8	1,4	1,4
$\varphi(t^\infty, t_0)$ Concreto das classes C50 a C90	t_0 days	5	2,7	2,4	2,4	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5
		30	2,0	1,8	1,7	1,6	1,4	1,3	1,1	1,1
		60	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	1,2	1,0	1,0
$\varepsilon_{cs}(t^\infty, t_0)$ 0/00	t_0 days	5	-0,53	-0,47	-0,48	-0,43	-0,36	-0,32	-0,18	-0,15
		30	-0,44	-0,45	-0,41	-0,41	-0,33	-0,31	-0,17	-0,15
		60	-0,39	-0,43	-0,36	-0,40	-0,30	-0,31	-0,17	-0,15

para os pilares esbeltos, mas substituindo-se na equação b por h , espessura da laje.

6.2 Detalhamento de lajes

De acordo com o item 19.3.3.2 da ABNT NBR 6118, passa a ser obrigatória a disposição de uma armadura negativa mínima, mesmo no apoio de lajes que não apresentem continuidade com lajes adjacentes, mas que tenham ligação com os elementos de apoio. Esta armadura deverá atender à percentagem mínima $\rho_s \geq 0,67 \rho_{min}$, conforme a Tabela 19.1 da Norma. Essa armadura deve se estender até pelo menos 0,15 do vão menor da laje em questão, a partir da face do apoio.

Passa a ser obrigatório, nas lajes maciças armadas em uma ou em duas direções, e em que seja dispensada armadura transversal, que toda a armadura positiva seja levada até os apoios e prolongada no mínimo 4 cm além do eixo teórico do apoio, não se permitindo escalonamento desta armadura. Este requisito poderá ser dispensado se houver avaliação explícita dos acréscimos das armaduras decorrentes da presença dos momentos volventes nas lajes.

7. Detalhamento de vigas parede

O item 22.4.4.1 da Norma explicita novos critérios de detalhamento de vigas-parede.

As armaduras positivas devem ser distribuídas em uma altura de até cerca de $0,15 h$ (h – altura efetiva da viga-parede).

As armaduras negativas A_s devem ser distribuídas considerando-se três faixas na altura h , não se considerando para h valores superiores ao vão teórico ℓ ($3 \geq \ell/h \geq 1$):

$$20\% \text{ superiores de } h: A_{S1} = (\ell/2h - 0,50) \cdot A_s \quad (23a)$$

$$60\% \text{ centrais de } h: A_{S2} = (1,50 - \ell/2h) \cdot A_s \quad (23b)$$

$$20\% \text{ inferiores de } h: A_{S3} = 0 \quad (23c)$$

As armaduras horizontais e verticais mínimas são de 0,075% b por face, por metro.

8. Fluência e retração

Importantes alterações são introduzidas nos critérios de avaliação dos efeitos de fluência e retração, refletindo a evolução do conhecimento sobre estes temas nos últimos anos. Os coeficientes definidos na Tabela 8.2 da Norma e reproduzidos a seguir na Tabela 3, consideram agora um valor diferenciado de fluência para os concretos com $f_{ck} \geq 50$ MPa.

Na versão 2014 da Norma, com relação à versão de 2007, os valores de fluência são reduzidos, especialmente para os concretos com $f_{ck} \geq 50$ MPa, mas há um acréscimo expressivo nos coeficiente de retração. Observe-se que os critérios mais detalhados, definidos no Anexo A da Norma, foram também modificados.

9. Conclusão

Algumas das principais alterações introduzidas na versão 2014 da ABNT NBR 6118, que terão impacto direto nas verificações de segurança das estruturas de concreto armado, foram brevemente resumidas. Observar que, de forma diferente das revisões

anteriores, esta revisão da ABNT NBR 6118 entrou em vigor e tem aplicação obrigatória imediatamente após sua publicação. Novos processos de trabalho, como o da verificação obrigatória, por empresa independente, de todos os projetos estruturais, também deverão ser implementados. Desta forma, deve haver uma imediata adaptação dos critérios atualmente adotados na prática das empresas de projeto considerando estes novos requisitos normativos.

10. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro. 2014.
- [2] SANTOS, S.H.C.- Os Concretos de Alta Resistência na NBR 6118:2014, Revista Concreto & Construções nº 73, pg. 52-57, Janeiro/Março 2014.
- [3] CERUTTI, R. M. B. – Análise do Comportamento do Concreto de Alta Resistência na Flexão Composta com Base na NBR 6118:2014 – Projeto de Graduação, Escola Politécnica, UFRJ, 2014. Disponível: <http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10010812.pdf>