



Sérgio Hampshire C. S.
Suely B. Bueno
Alio E. Kimura



ABNT NBR 6118
Evolução, Tendências e Desafios



PASSADO

Histórico

NB-1/40 até 2013



PRESENTE

Projeto de 2013

Principais Novidades



FUTURO

Consulta Nacional

Temas Futuros



PASSADO

Histórico

NB-1/40 até 2013



PRESENTE

Projeto de 2013

Principais Novidades



FUTURO

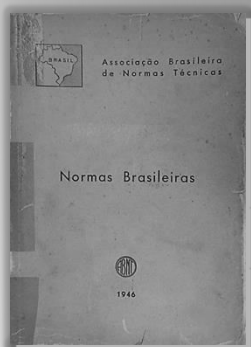
Consulta Nacional

Temas Futuros

DE 1940 ATÉ 2013

São 73 anos → “Velha Senhora”
Muita coisa mudou

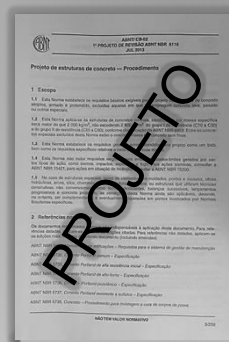
1940



NB-1

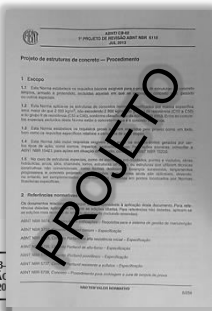
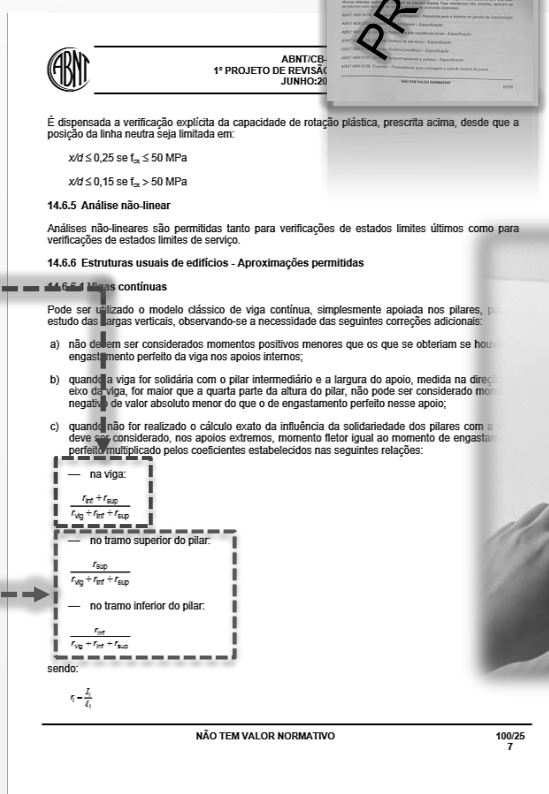
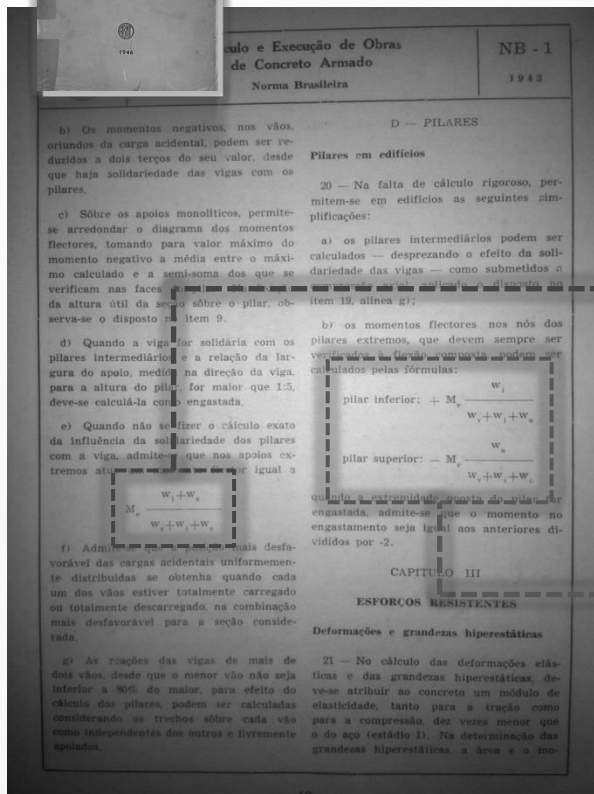
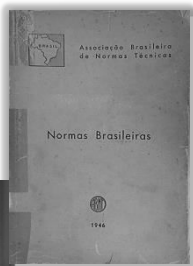


2013



DE 1940 ATÉ 2013

Herança



Passado e presente se misturam



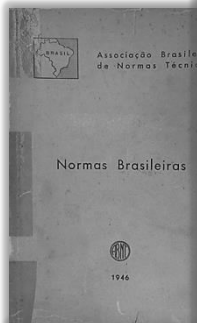
NB-1/NBR 6118

Importância na construção civil

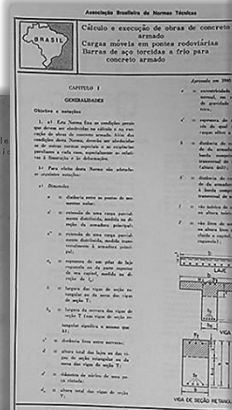
*Único país da América
Latina com norma
própria*



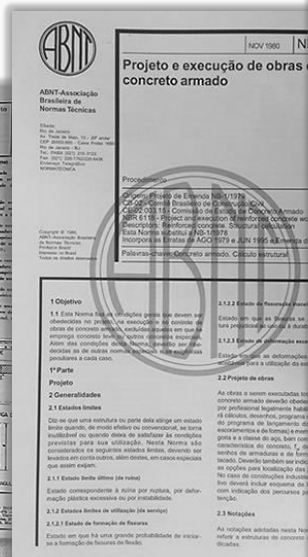
DE 1940 ATÉ 2013



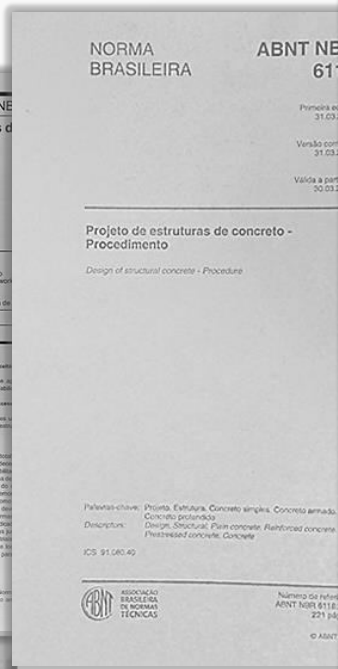
1940



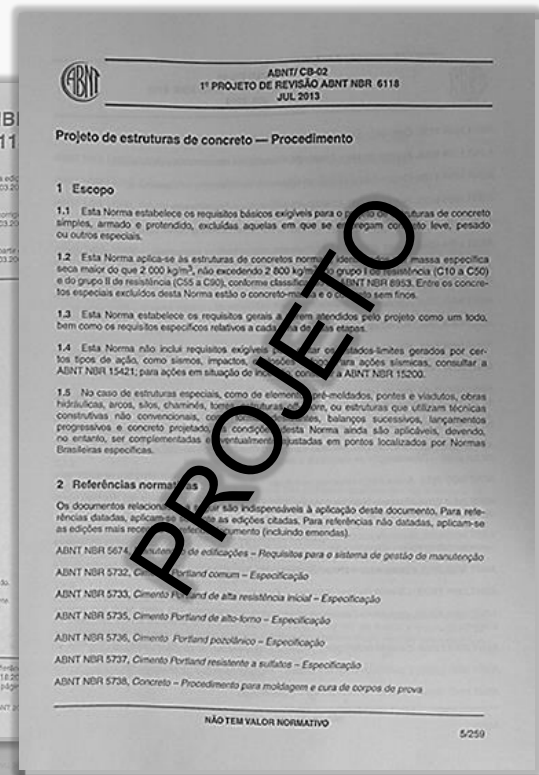
1960



1978



2003



2013

DE 1940 ATÉ 2013



NB-1 → NBR 6118



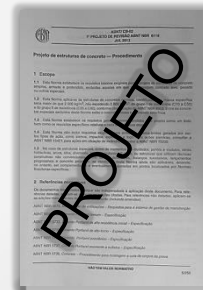
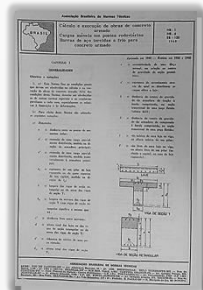
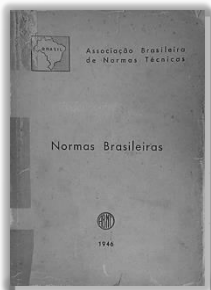
“Lei”



Padrão Mundial 2008

1991

1980



1940

1960

1978

2003

2013

20 anos

18 anos

25 anos

10 anos

DE 1940 ATÉ 2013

Colaboraram inúmeros ilustres e competentes engenheiros.

*Slides seguintes →
somente poucos nomes*

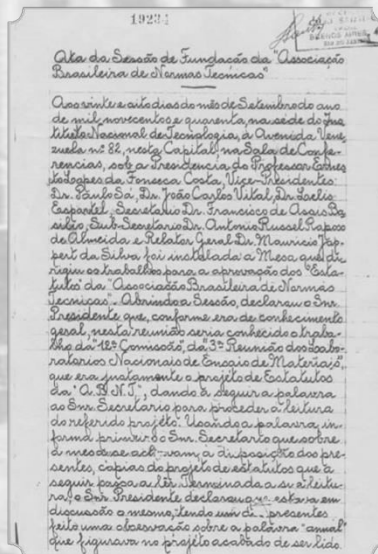


please forgive me

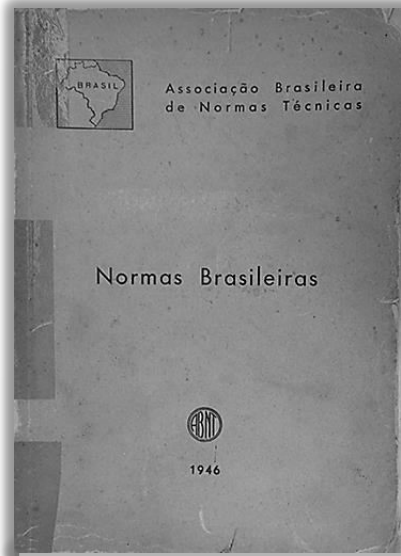
→ *Décadas de 20 e 30:*
avanço na construção civil
→ *EB-1 e MB-1 (1937)*



Associação
Brasileira de
Cimento Portland
(1936)



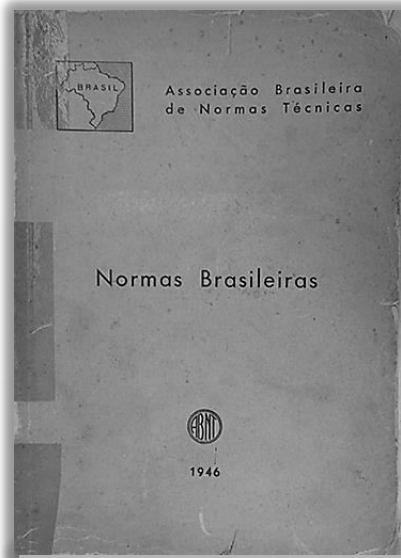
- *Fundada em 1940 (RJ)*
- *Entidade particular*



NB-1

1940

- 24 páginas A5
- Norma p/ cálculo e execução de obras de concreto armado
- José Furtado Simas (ABC/RJ), Telemaco Van Langendonck (ABCP/SP)
- Influência da DIN-1045
- Estádio III no concreto e aço (compressão simples) → 1ª norma no mundo



NB-1

1940

Seções:

Cap. I - Generalidades

Cap. II - Esforços Solicitantes

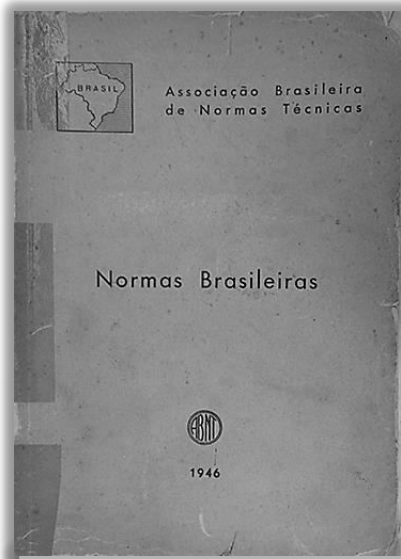
Cap. III - Esforços Resistentes

Cap. IV - Disposições Construtivas

Cap. V - Execução de Obras

Cap. VI - Materiais

Cap. VII - Tensões Admissíveis

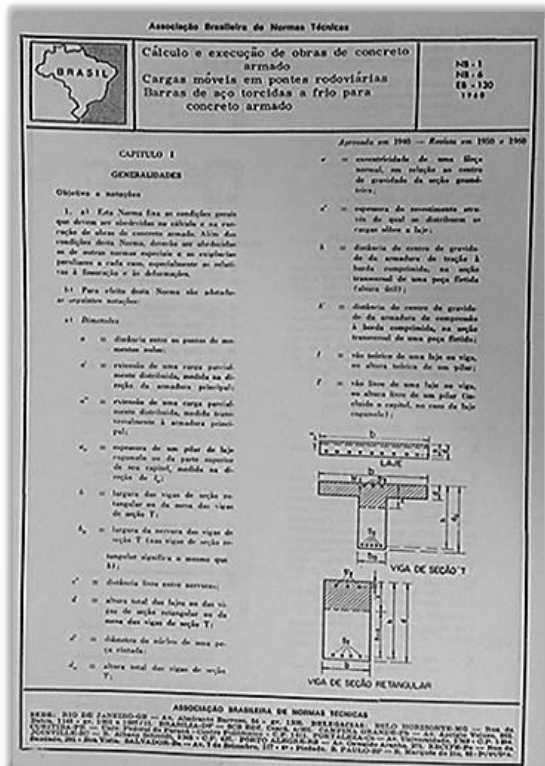


NB-1
1940

“A atual norma brasileira pode configurar entre as mais perfeitas do mundo inteiro e acompanha os resultados das mais modernas experiências realizadas sobre concreto armado.”

“(...) Não se trata, assim, de uma tradução de regulamentos de outros países e sim de uma norma brasileira, elaborada por brasileiros.”

Revista CONCRETO, n. 33, 1940



NB-1/1960

- 19 páginas A4
- Mesmos capítulos
- Fernando Luiz Lobo Carneiro,
- Telemaco Van Langendonck,
- Humberto Fonseca, ...
- Estádio III p/ todas solicitações
- Resistência característica (f_{ck})
- Cooperação com o CEB



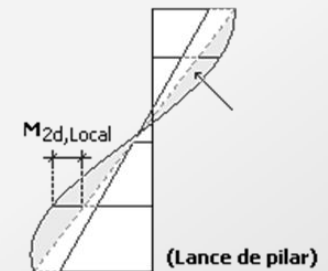
NBR 6118:1978

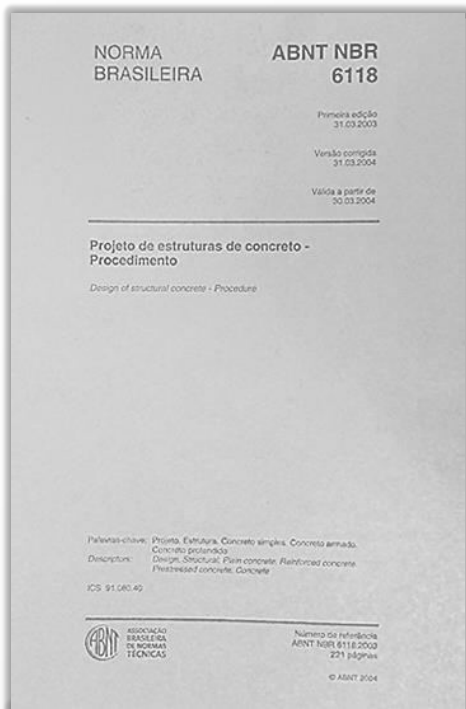
- 53 páginas A4
- Mesma capítulos
- Péricles Brasiliense Fusco, Lauro Modesto dos Santos, Augusto Carlos de Vasconcelos, Nilo Andrade do Amaral, ...
- Efeitos locais de 2ª ordem
- CT (Ibracon)



NBR 7197

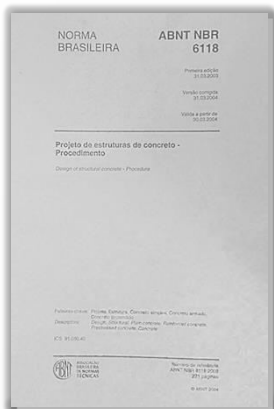
- Antônio Alves Noronha, Fernando L. Lobo Carneiro, Carlos Freire Machado, ...





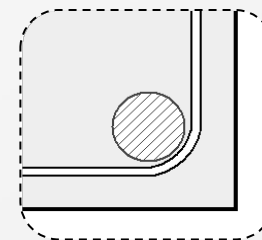
NBR 6118:2003

- *221 páginas A4*
- *Fernando Rebouças Stucchi, Ricardo Leopoldo e Silva França, José Zamarion Ferreira Diniz, Paulo Helene, Inês Laranjeira da Silva Battagin, ...*
- *Mais de 10 anos de trabalho*
- *Mudança expressiva*
- *Estrutura totalmente remodelada*
 - *seqüência do projeto*
- *Somente a parte de projeto, execução referencia outras normas*



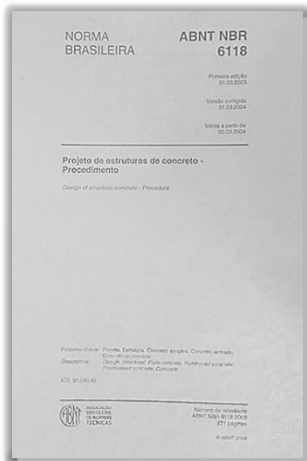
NBR 6118:2003

- *Concreto simples, armado e protendido*
- *Requisitos de qualidade*
- *Durabilidade*
- *Análise estrutural*
- *Efeitos globais de 2ª ordem*
- *Punção com momentos fletores*
- *Regiões e elementos especiais*



$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

Augusto Carlos de Vasconcelos
Mário Franco



NBR 6118:2003



Em 2007: emenda. Em 2008: norma com padrão internacional, aprovada pela ISO/TC71.

*NBR 6118, NBR 9062,
NBR 14432, NBR 8953,
NBR 8681, NBR 12655,
NBR 14931, NBR 15200
(incêndio), NBR 15421
(sismo)*





PASSADO

Histórico

NB-1/40 até 2013



PRESENTE

Projeto de 2013

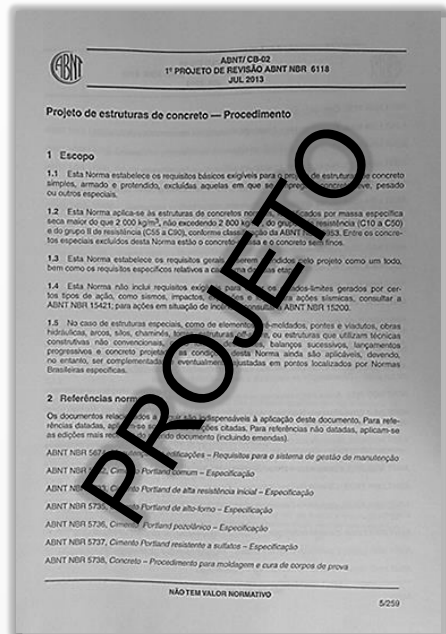
Principais Novidades



FUTURO

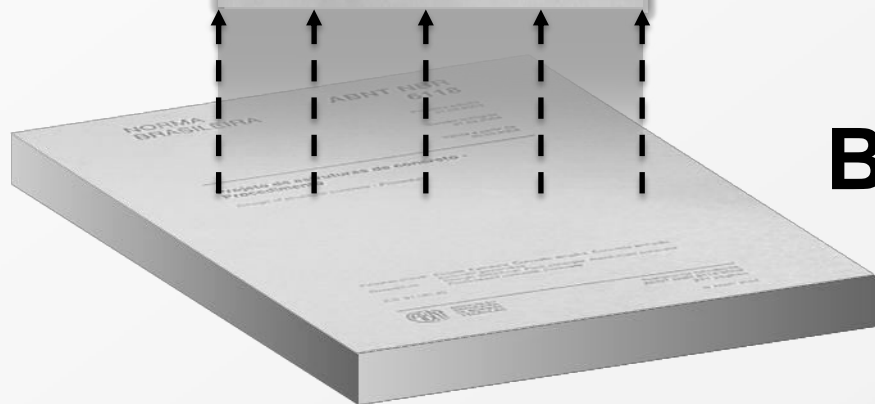
Consulta Nacional

Temas Futuros

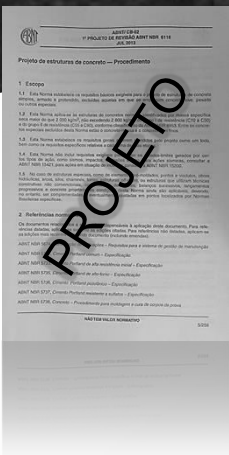


NBR 6118:2013

- *Estrutura de 2003 mantida*
- *Mesmas seções*
- *Aprox. 260 páginas A4*



Base de 2003



*ENECE 2002,
ENECE 2003
ENECE 2004*



ENECE 2006

NBR 6118:2003 - Uma Revisão Necessária

O início de tudo → comentários



*ENECE 2011
Texto-base*



*ENECE 2012
Principais
alterações*



Comentários Ibracon CT-301

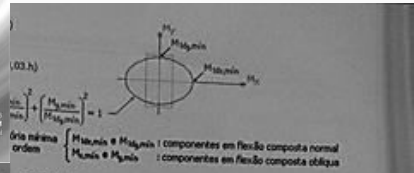


Figura 2.1 – Envoltória mínima de 1ª Ordem

Desta forma, a verificação do momento mínimo pode ser considerada atendida quando, no dimensionamento adotado, obtém-se uma envoltória resistente que englobe a envoltória mínima de 1ª ordem (Figura 2.72).

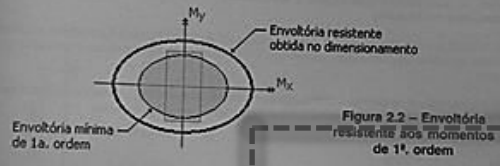


Figura 2.2 – Envoltória resistente aos momentos de 1ª ordem

Por sua vez, quando há a necessidade de calcular os efeitos locais de 2ª ordem, a verificação do momento mínimo pode ser considerada atendida quando, no dimensionamento adotado, obtém-se uma envoltória resistente que englobe a envoltória mínima com 2ª ordem, cujos momentos totais são calculados a partir dos momentos mínimos de 1ª ordem (Figura 2.3).

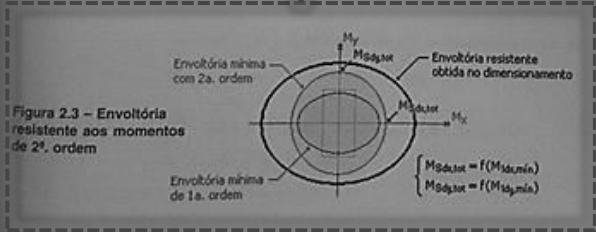
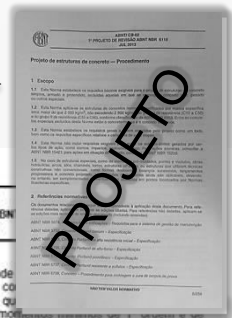


Figura 2.3 – Envoltória resistente aos momentos de 2ª ordem

A consideração destas envoltórias mínimas pode ser realizada através de duas análises à flexão composta normal, calculadas de forma independente dos momentos fletores de 1ª ordem atuantes nos extremos do pilar, como mostra a Figura 2.4.



ABNT/CB-02
1º PROJETO DE REVISÃO ABN
JUNHO-2013



PROJETO

Para pilares de seção retangular, quando houver a necessidade de verificar o momento mínimo, a verificação do momento mínimo pode ser considerada atendida quando, no dimensionamento adotado, obtém-se uma envoltória resistente que englobe a envoltória mínima de 1ª ordem, cujos momentos totais são calculados a partir dos momentos mínimos de 1ª ordem (Figura 2.3).

A consideração desta envoltória mínima pode ser realizada através de duas análises à flexão composta normal, calculadas de forma isolada e com momentos fletores mínimos de 1ª ordem atuantes nos extremos do pilar, nas suas direções principais.

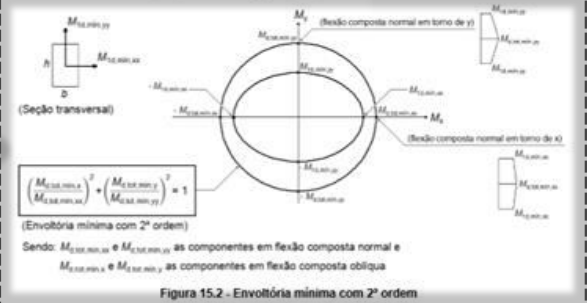


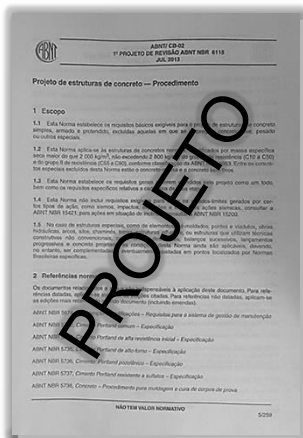
Figura 15.2 – Envoltória mínima com 2ª ordem

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 retos, 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 que apresenta não retidão maior do que a do eixo do pilar como um todo. Nessas regiões surgem efeitos de 2ª ordem maiores, chamados de efeitos de 2ª ordem localizados (ver Figura 15.3). O efeito de 2ª ordem localizado, além de aumentar nessa região a flexão longitudinal, aumenta também a flexão transversal, havendo a necessidade de aumentar a armadura transversal nessas regiões.



2012

CE-02:124.15 (CB-02)

Suely B. Bueno – coordenadora

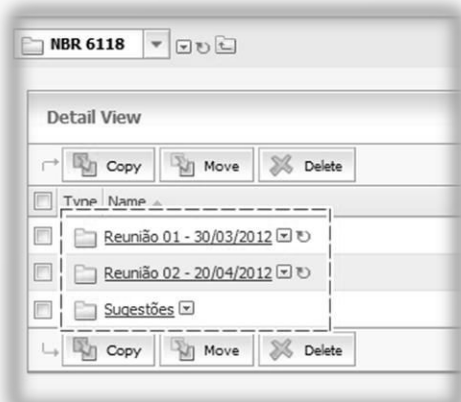
Alio E. Kimura – secretário

- *9 reuniões plenárias (8 em 2012 e 1 em 2013)*
- *Calendário e pautas pré-definidas*
- *Média de 19 participantes*
- *10 estados: SP, RJ, MG, PR, SC, GO, BA, CE, RN, AM*
- *Produtores e Neutros bem representativos*
- *Carência de Consumidores*



ACESSIBILIDADE, TRANSPARÊNCIA

*ABECE (ENECE 2012)
Comunidades na Internet
(Calculistas-BA e TQS)*



*Todos os documentos (ATAs, textos
parciais, sugestões)
Acesso livre p/ qualquer pessoa*



OBJETIVIDADE



Recomendação

Sugestões e Contribuições	
ABNT/CB-02 – ABNT NBR 6118:2012	
CE 02:124.15	
Data:	Empresa ou Instituição:
Proponente:	
Solicita-se ao proponente preencher uma sugestão em cada folha, distinguindo as sugestões de Forma das sugestões de Ordem Técnica. Adotar esta(s) folha(s) como documento para facilitar a análise.	
ABNT NBR 6118	Capítulo: N° do Item:
<input type="checkbox"/> Forma	
<input type="checkbox"/> Observação Técnica	
Justificativa Técnica:	
Redação Proposta:	
Para uso da Comissão:	<input type="checkbox"/> Aceita
Razões da não Aceitação:	<input type="checkbox"/> Aceita com alterações
	<input type="checkbox"/> Não Aceita

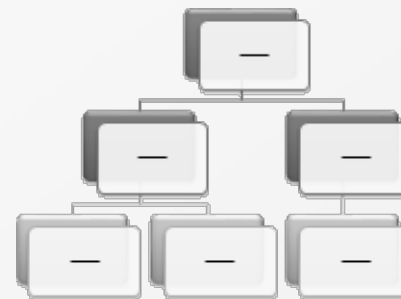
(1) Observações de forma: dizem respeito aos aspectos ou às correções de forma, acertos redacionais, alinhamento, margens, etc. Contribuições ao conteúdo técnico à Norma, sem contudo constituírem alterações substanciais ao espírito do texto.
(2) Cópia de Ordem Técnica: tratam de aspectos de conteúdo essencial.

- *Formulário oficial p/ sugestões*
- *Todas cadastradas no Livelink*
- *Possibilidade: sugestão aceita p/ próxima revisão*
- *Muitas sugestões recebidas (José Milton de Araújo, Antônio C. R. Laranjeiras, Roberto Buchain, Dácio Carvalho, etc).*



DIFICULDADES

“Norma-mãe”



NBR 6118 é muito abrangente!



*Visões
distintas*

*Projetista, tecnologista, verificador,
construtor, fabricante, etc.*

*Projetista: obras de arte, edifícios
altos, residências, pré-moldados, etc.*

DIVERGÊNCIAS



Consenso



"Acordo geral, caracterizado pela ausência de oposição sustentada a tópico essencial do assunto e por uma das partes com interesses envolvidos, através de processo que procure levar em consideração os pontos de vista das partes e conciliar os argumentos conflitantes.

Nota: Consenso não implica em unanimidade."

DIVERGÊNCIAS



*Unanimidade
não existe!*



É um grupo que precisa se entender.

Nenhum item, em absoluto, é decidido por uma pessoa.

Seção 1

Objetivo

A Norma passa a abranger concretos do grupo II de resistência (C55 a C90).

Seção 5

Avaliação da conformidade do projeto

Passa a ser exigida a avaliação da conformidade do projeto por profissional habilitado, independente e diferente do projetista, requerida pelo contratante.

Seção 7

Critérios que visam a durabilidade

Tabela 7.2

Incluídos critérios para elementos em contato com o solo e lajes em concreto protendido.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50
Concreto protendido ¹⁾	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

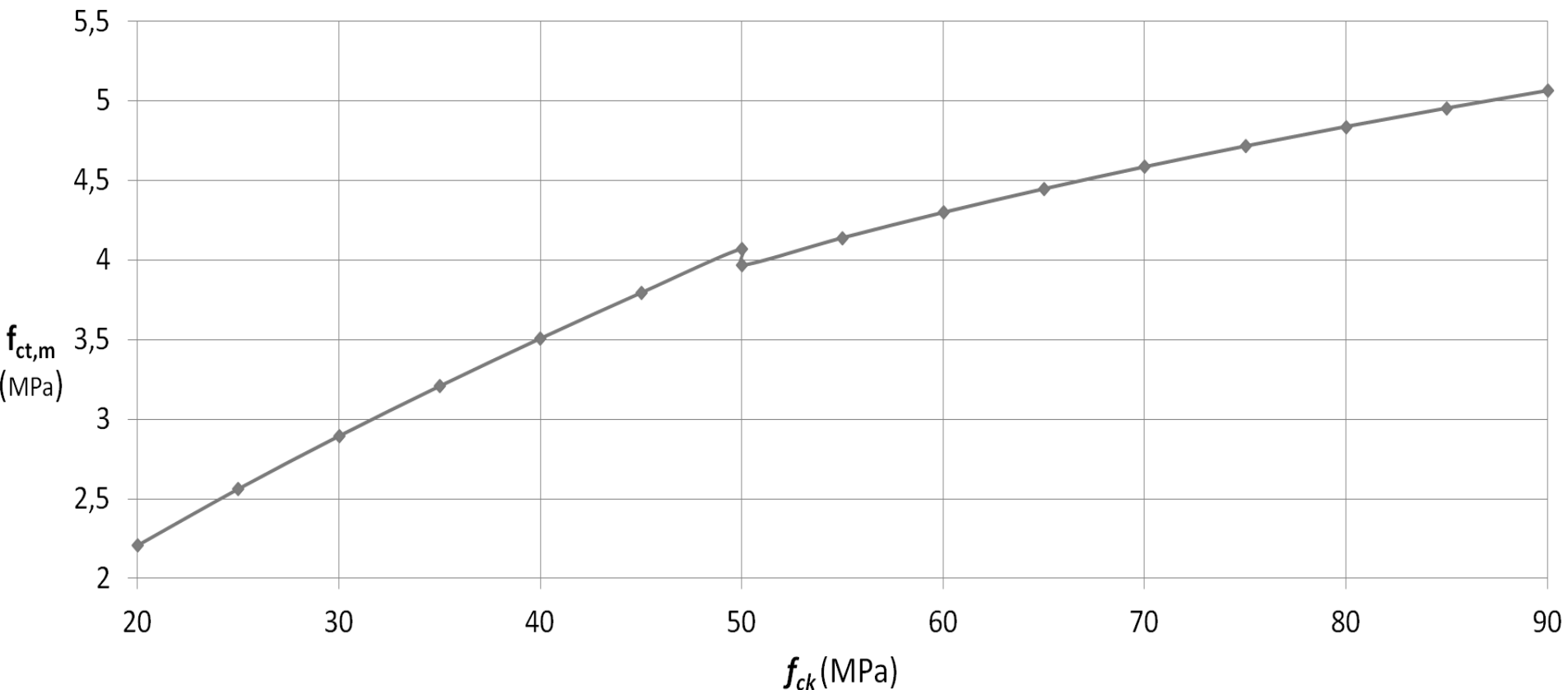
Seção 8

8.2.5 Resistência à tração do concreto

Para concreto de classes de C50 até C90:

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln (1 + 0,11 f_{ck})$$

Resistência média de tração do concreto



8.2.8 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade (E_{ci}) deve ser obtido segundo método de ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522, sendo considerado nesta Norma o módulo de deformação tangente inicial, obtido aos 28 dias de idade.

Quando não forem realizados ensaios, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial usando as expressões a seguir:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad , \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa;}$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad , \text{ para } f_{ck} \text{ de 55 MPa a 90MPa.}$$

Sendo:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse

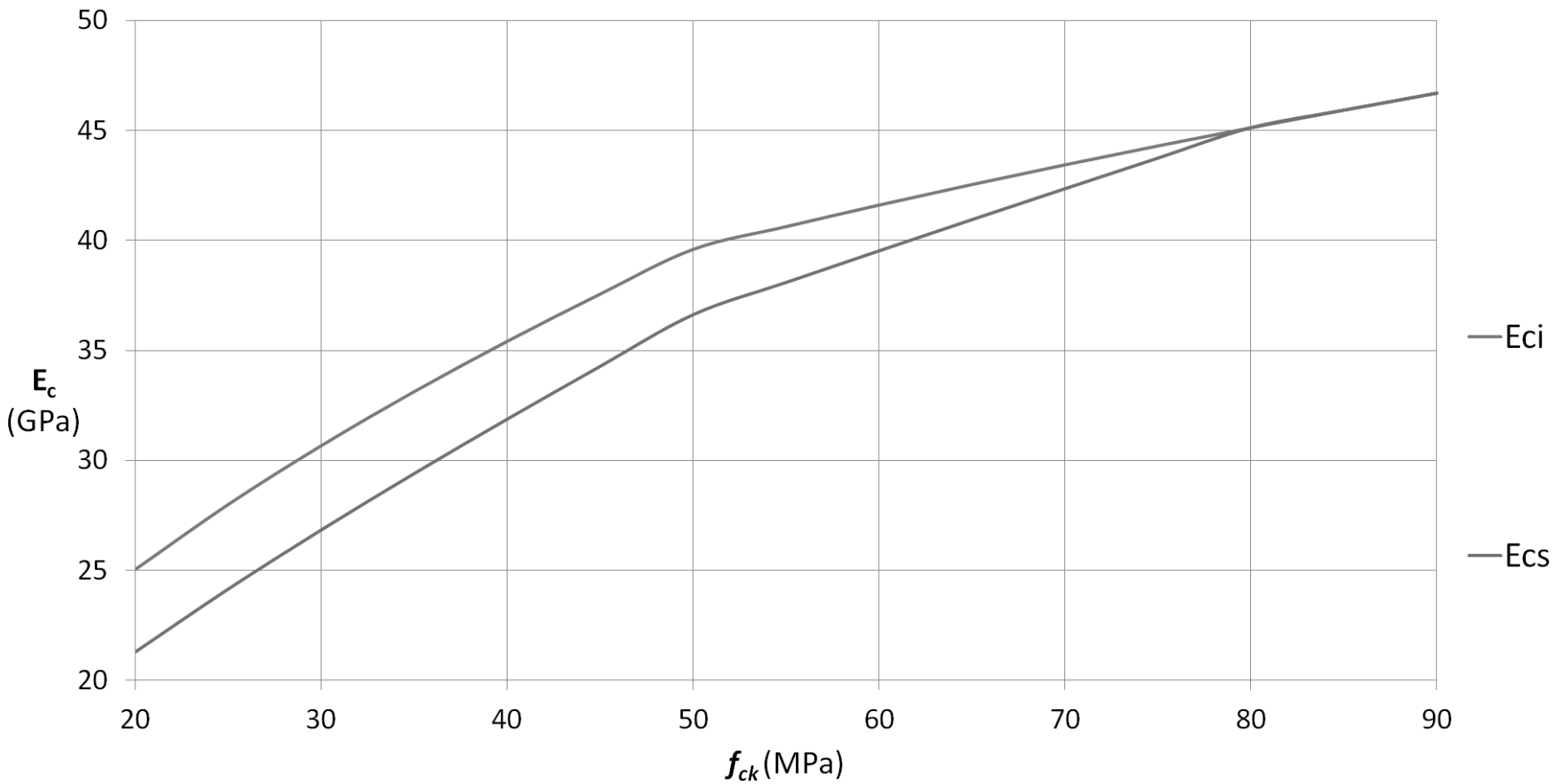
$\alpha_E = 0,9$ para calcário

$\alpha_E = 0,7$ para arenito

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$$

Módulo de Elasticidade



8.2.8 O módulo de elasticidade numa idade $j \geq 7$ dias pode ser avaliado pela expressão a seguir:

$$E_{ci}(t) = \left[\frac{f_c(t)}{f_c} \right]^{0,5} \cdot E_{ci}, \text{ para os concretos do grupo I}$$

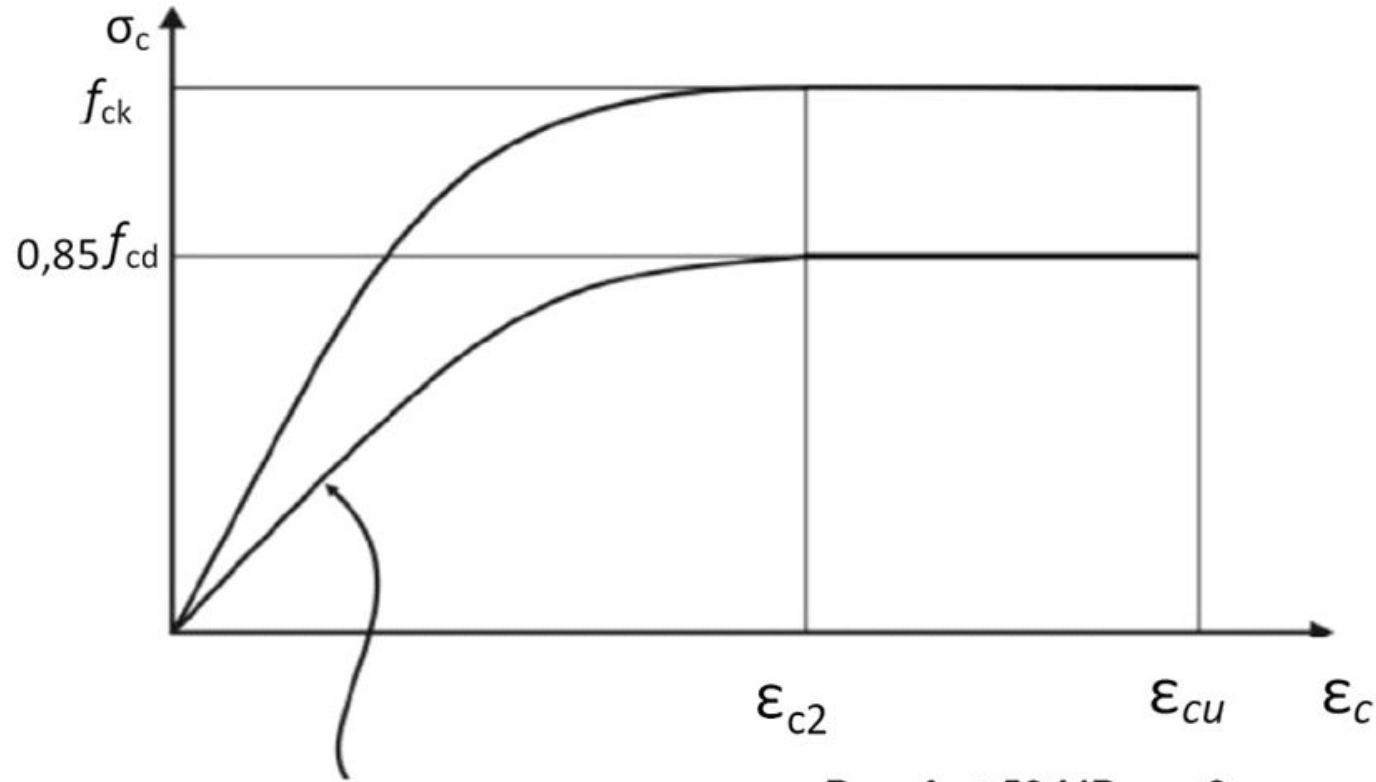
$$E_{ci}(t) = \left[\frac{f_c(t)}{f_c} \right]^{0,3} \cdot E_{ci}, \text{ para os concretos do grupo II}$$

$E_{ci}(t)$ é a estimativa do módulo de elasticidade do concreto em uma idade entre 7 dias e 28 dias;

$f_c(t)$ é a resistência à compressão do concreto na idade em que se pretende estimar o módulo de elasticidade.

8.2.10.1

Diagrama tensão deformação do concreto



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

Para $f_{ck} \leq 50$ MPa: $n=2$
Para $f_{ck} > 50$ MPa:
 $n = 1,4 + 23,4 \left[\frac{90 - f_{ck}}{100} \right]^4$

- para concretos de classes até C50:

$$\varepsilon_{c2} = 2,0^0/_{00};$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5^0/_{00}$$

- para concretos de classes de C50 até C90:

$$\varepsilon_{c2} = 2,0^0/_{00} + 0,085^0/_{00} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53};$$

$$\varepsilon_{cu} = 2,6^0/_{00} + 35^0/_{00} \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4$$

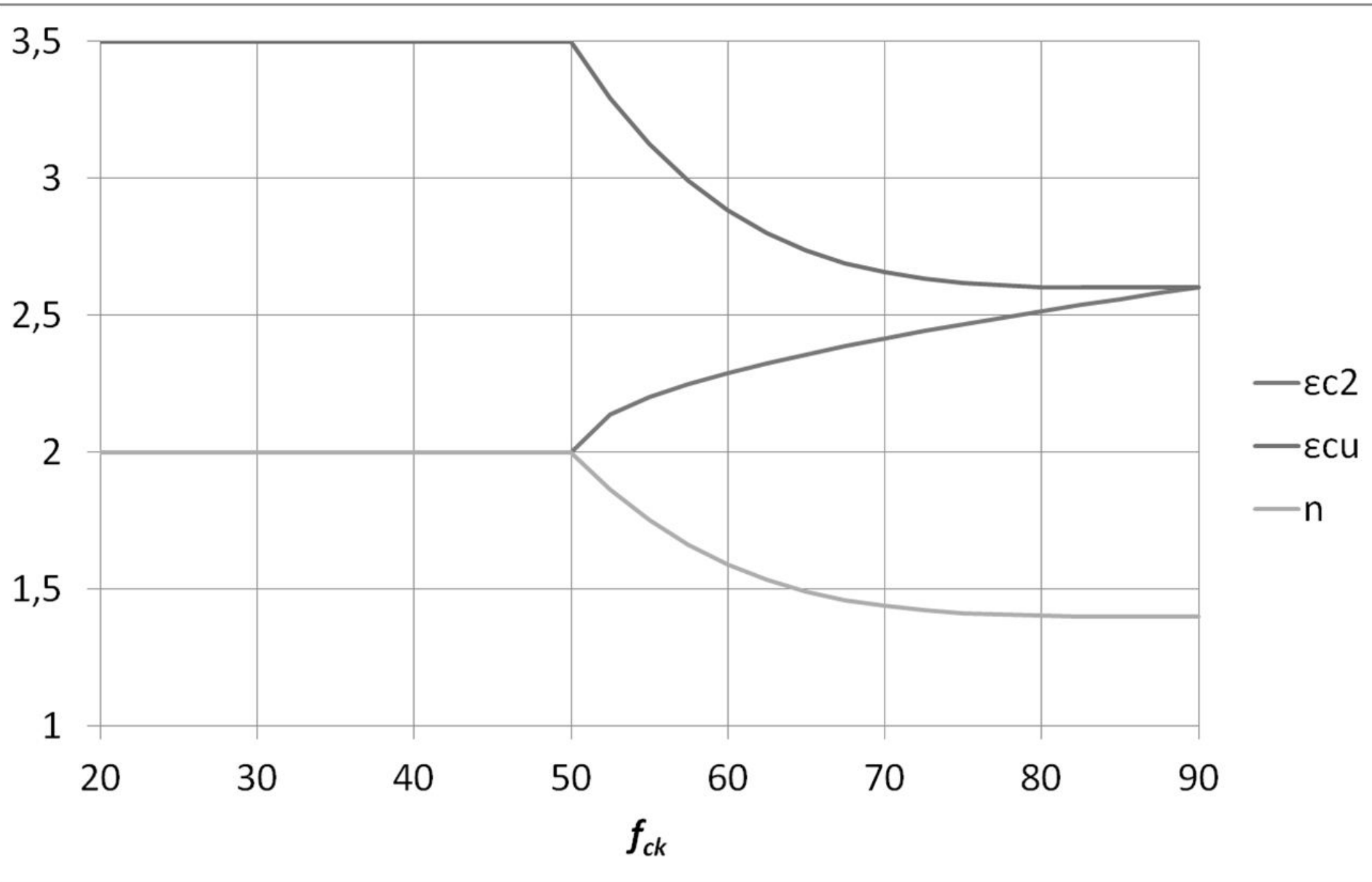


Tabela 8.2 – Novos valores característicos superiores da retração $\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ e da fluência $\varphi(t_{\infty}, t_0)$

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 dias	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		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
$\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ ‰		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

Seção 9

Comportamento conjunto dos materiais

9.4.2.4

Comprimento mínimo de ancoragem:

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \geq 25\phi$$

9.5.2 Emendas por traspasse

Passa a ser permitida a emenda em tirantes e pendurais.

9.5.3 e 9.5.4

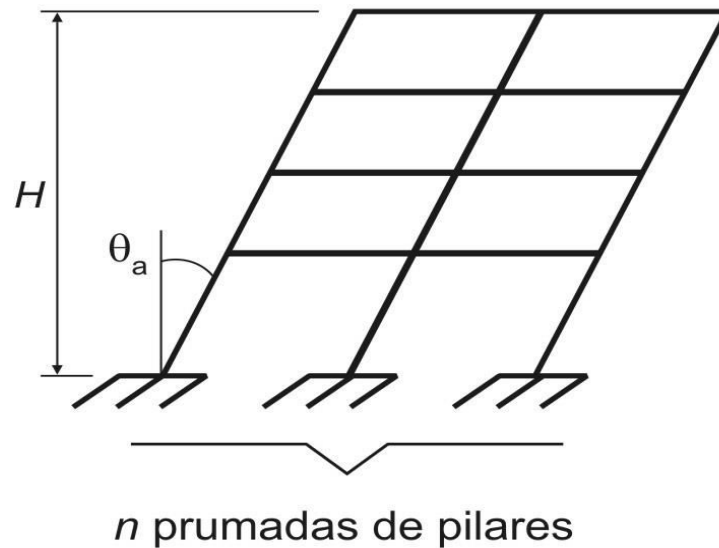
Emendas por luvas rosqueadas e por solda

Passa a ser exigida uma resistência de ensaio no mínimo 15% maior que a de escoamento da barra a ser emendada.

Seção 11 Ações

11.3.3.4.1 Imperfeições globais

Desaprumo a ser considerado na análise global:



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

$q_{1\min} = 1/300$, estruturas reticuladas e imperfeições locais;

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

H é a altura total da edificação, em metros

n é o número de prumadas de pilares no pórtico plano.

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

Em pilares isolados em balanço, adotar $\theta_1 = 1/200$.

Não é necessário sobrepor vento e desaprumo quando o menor valor entre eles não ultrapassar 30% do maior.

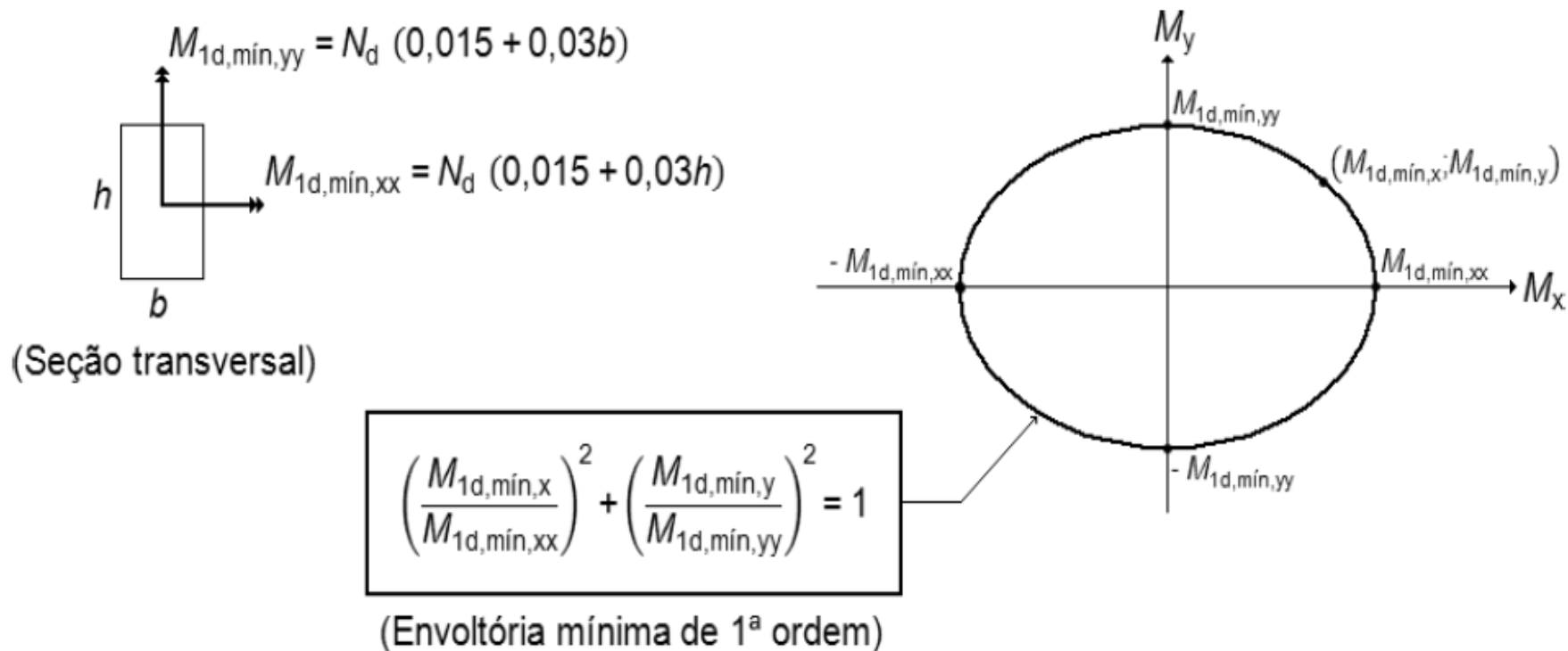
A comparação pode ser feita com os momentos totais na base da construção. devendo-se considerar o desaprumo correspondente a θ_1 e não a $\theta_{1\text{mín}}$.

Quando a superposição for necessária, deve-se combinar com o vento o desaprumo correspondente a θ_1 , não se considerando $\theta_{1\text{mín}}$.

Se o efeito de desaprumo for predominante, o valor do ângulo deve ser $\theta_{1\text{mín}}$.

11.3.3.4.3

Para pilares de seção retangular, pode-se definir uma envoltória mínima de 1ª ordem, tomada a favor da segurança, de acordo com a Figura 11.3.



Sendo: $M_{1d,min,xx}$ e $M_{1d,min,yy}$ as componentes em flexão composta normal e
 $M_{1d,min,x}$ e $M_{1d,min,y}$ as componentes em flexão composta oblíqua

Seção 13

Limites para dimensões

13.2.3

Pilares e pilares-parede

Permitem-se dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multipliquem as ações por um coeficiente adicional γ_n :

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

Onde:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 b;$$

b é a menor dimensão da seção transversal do pilar em cm.

NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nos pilares e pilares-parede, quando de seu dimensionamento.

13.2.4.1

Lajes maciças

Alterações nas espessuras mínimas:

- a) 7 cm para cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;

No dimensionamento das lajes em balanço, devem ser multiplicadas as ações por um coeficiente adicional γ_n .

h cm	≥ 19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45

Onde:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 h;$$

h é a altura da laje em cm.

NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nas lajes em balanço, quando de seu dimensionamento.

Seção 14

14.2.3 Aplicação dos resultados obtidos com os modelos de análises em regime linear

Os resultados obtidos com modelos em Elementos Finitos, podem ser aplicados em projeto somente em duas situações:

- a) para a visualização do caminhamento das cargas, separando trechos comprimidos de tracionados, de modo a facilitar a criação de Modelos de Bielas e Tirantes;
- b) para a determinação de esforços solicitantes em elementos estruturais, por integração de campos de tensões.

O dimensionamento e detalhamento deve ser feito para esses esforços atendendo aos requisitos desta Norma.

Não é permitido o dimensionamento das armaduras

14.6.4.3 Limites para redistribuição de momentos e condições de ductilidade

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

$x/d \leq 0,45$ - para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;

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

Quando for efetuada uma redistribuição, reduzindo-se um momento fletor de M para δM , em uma seção transversal, a profundidade da linha neutra, para o momento reduzido δM , deve ser limitada a:

$$x/d \leq (\delta - 0,44)/1,25 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa};$$

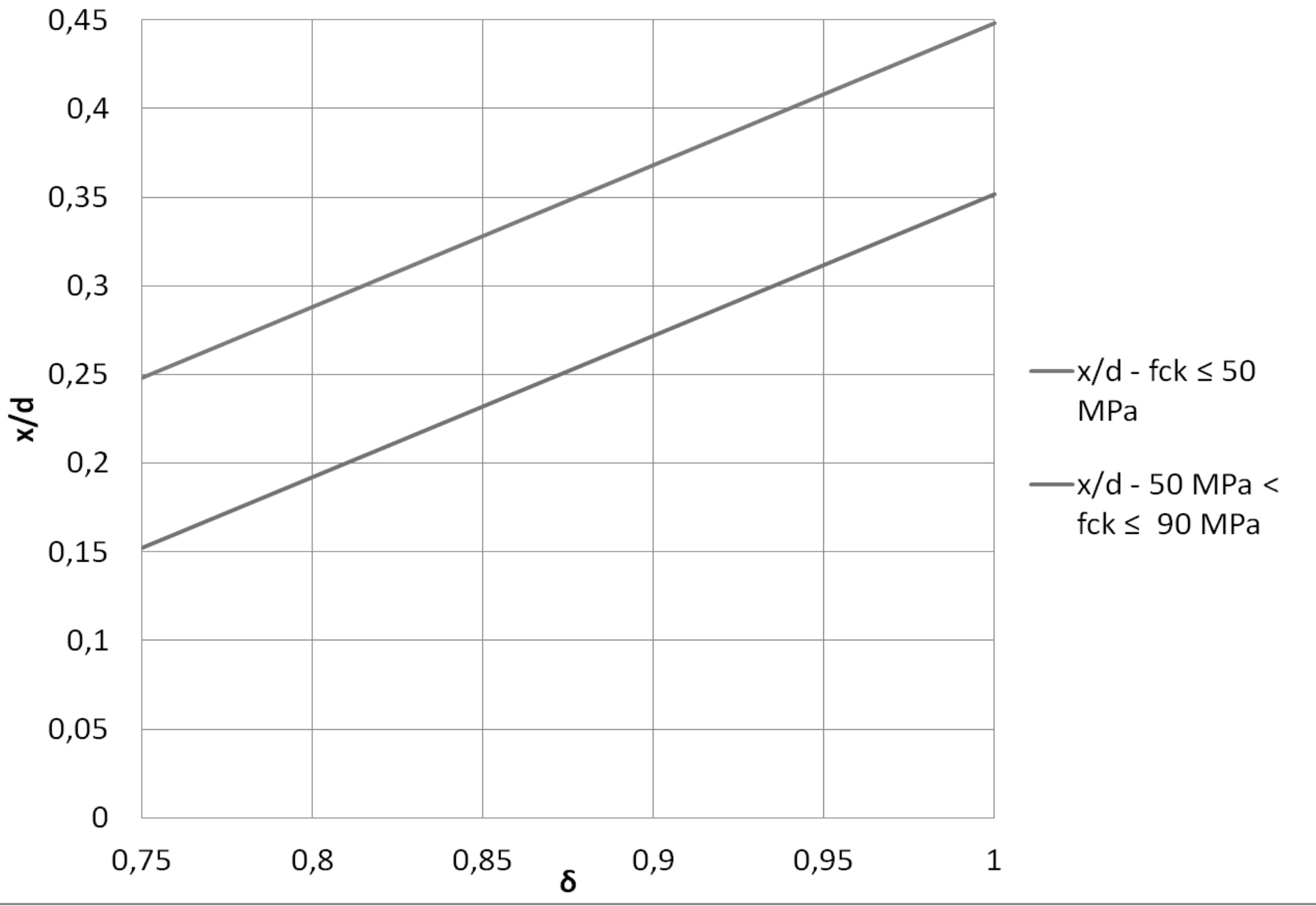
$$x/d \leq (\delta - 0,56)/1,25 \text{ para } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}.$$

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

$$\delta \geq 0,90 \text{ para estruturas de nós móveis};$$

$\delta \geq 0,75$ em qualquer outro caso, incluindo elementos de placa.

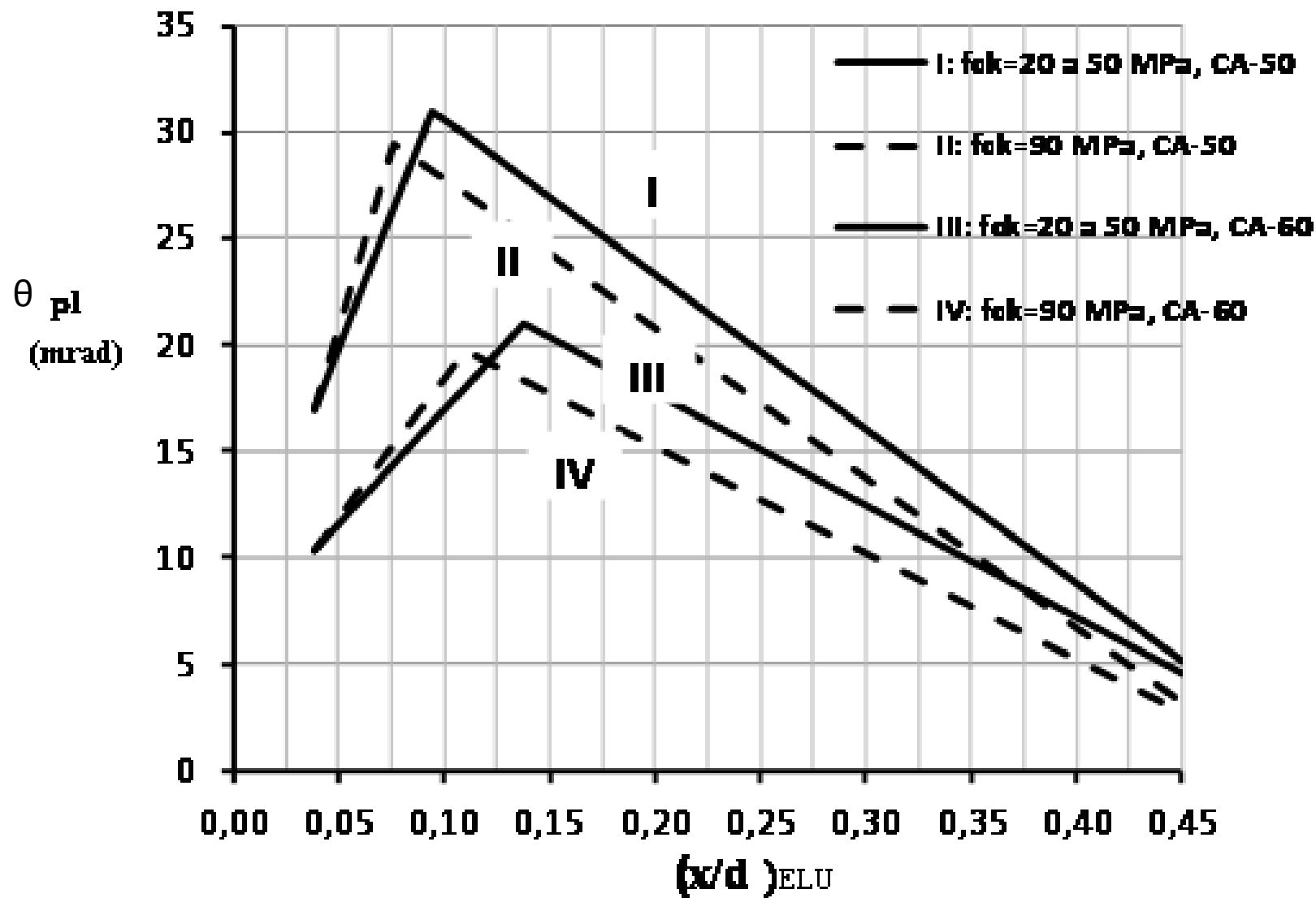
Pode ser adotada redistribuição fora destes limites, mediante o emprego de análise não-linear ou de análise plástica, com verificação explícita da capacidade de rotação das rótulas plásticas.



14.6.4.4 Análise não-linear com verificação explícita da rotação plástica

Para verificações de estados limites últimos pode ser efetuada a análise plástica da estrutura, com a simulação de rótulas plásticas em seções críticas.

É obrigatória a verificação das rotações nas rótulas plásticas, correspondentes aos mecanismos adotados, que não podem superar a capacidade de rotação plástica das seções transversais. O limite da rotação plástica solicitante, função da profundidade da linha neutra no estado limite último – flexão simples para o momento fletor solicitante M_{sd} da seção crítica, dada na Figura 14.7.



(Para classes de concreto entre C50 e C90, é válida a interpolação linear)

14.6.6.3 (antigo 14.6.7.3)

Consideração de cargas variáveis

Para estruturas de edifícios em que a carga variável seja de até 5 kN/m^2 e que seja no máximo igual a 50% da carga total, a análise estrutural pode ser realizada sem a consideração de alternância de cargas.

14.7.4 Análise plástica

A análise de esforços pode ser realizada através da teoria das charneiras plásticas.

Deve-se ter a posição da linha neutra limitada em:

$$x/d \leq 0,25 \text{ se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$x/d \leq 0,15 \text{ se } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

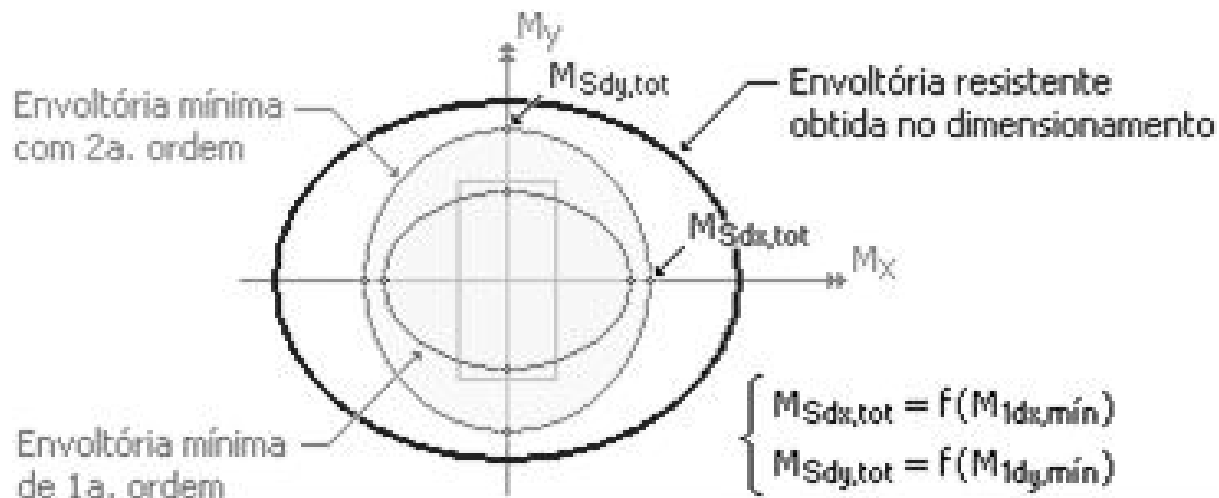
Deve ser adotada, para lajes retangulares, razão mínima de 1,5:1 entre momentos de borda e momentos no vão.

Seção 15

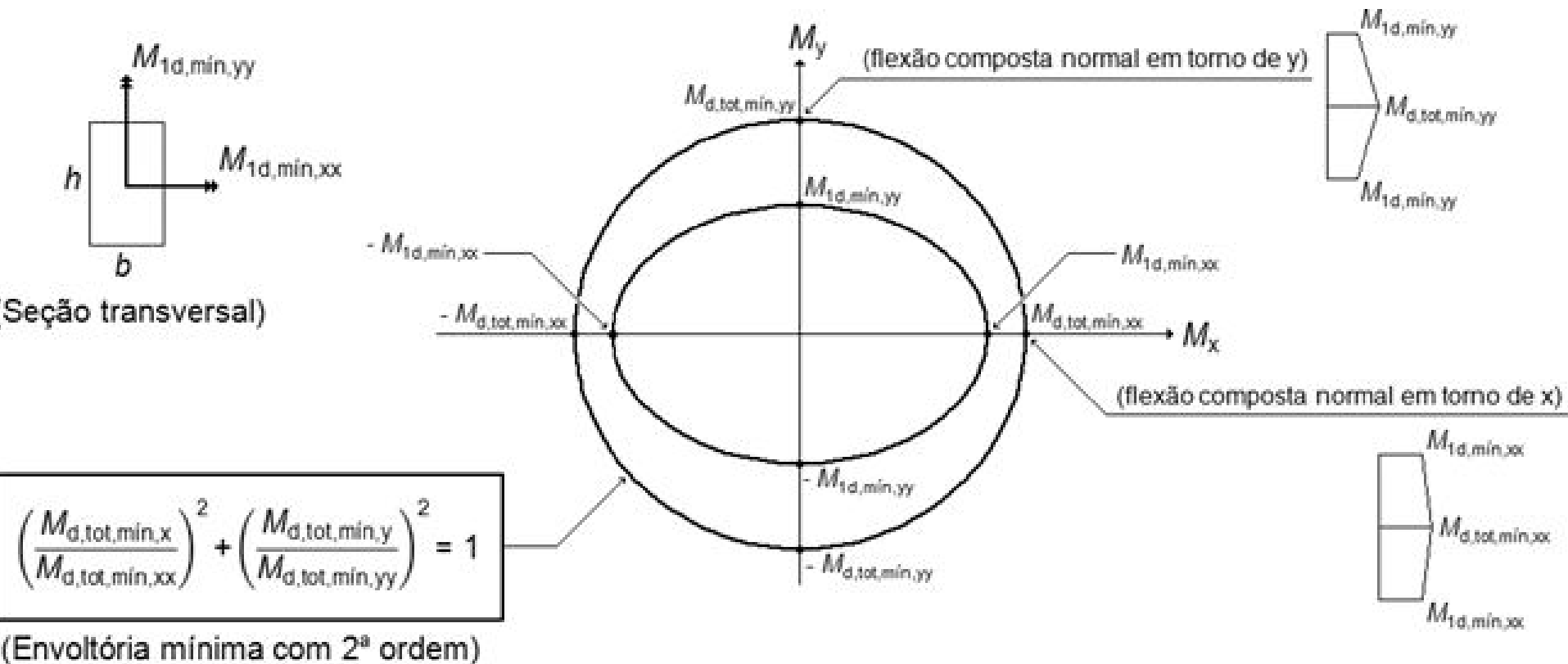
Instabilidade e efeitos de 2ª ordem

15.3.2 Imperfeições geométricas

Para pilares de seção retangular, quando houver a necessidade de calcular os efeitos locais de 2ª ordem, a verificação do momento mínimo está atendida quando obtém-se uma envoltória resistente que englobe a envoltória mínima com 2ª ordem.



A consideração destas envoltórias mínimas pode ser realizada através de duas análises à flexão composta normal, calculadas de forma isolada e com momentos fletores mínimos de 1ª ordem atuantes nos extremos do pilar, nas suas direções principais.



15.7.3 Consideração aproximada da não-linearidade física

RETIRADO:

Quando a estrutura de contraventamento for composta exclusivamente por vigas e pilares e γ_z for menor que 1,3, permite-se calcular a rigidez das vigas e pilares por:

$$(EI)_{\text{sec}} = 0,7 E_{\text{ci}} I_{\text{c}}$$

15.8.3.3 Método do pilar-padrão com rigidez k aproximada

O processo aproximado acima, num caso de dimensionamento, recai em:

$$A.M_{Sd,tot}^2 + B.M_{Sd,tot} + C = 0, \text{ onde: } \begin{cases} A = 5.h \\ B = h^2.N_d - \frac{N_d.l_e^2}{320} - 5.h.\alpha_b.M_{1d,A} \\ C = -N_d.h^2.\alpha_b.M_{1d,A} \end{cases}$$

$$M_{Sd,tot} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4.A.C}}{2.A}$$

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

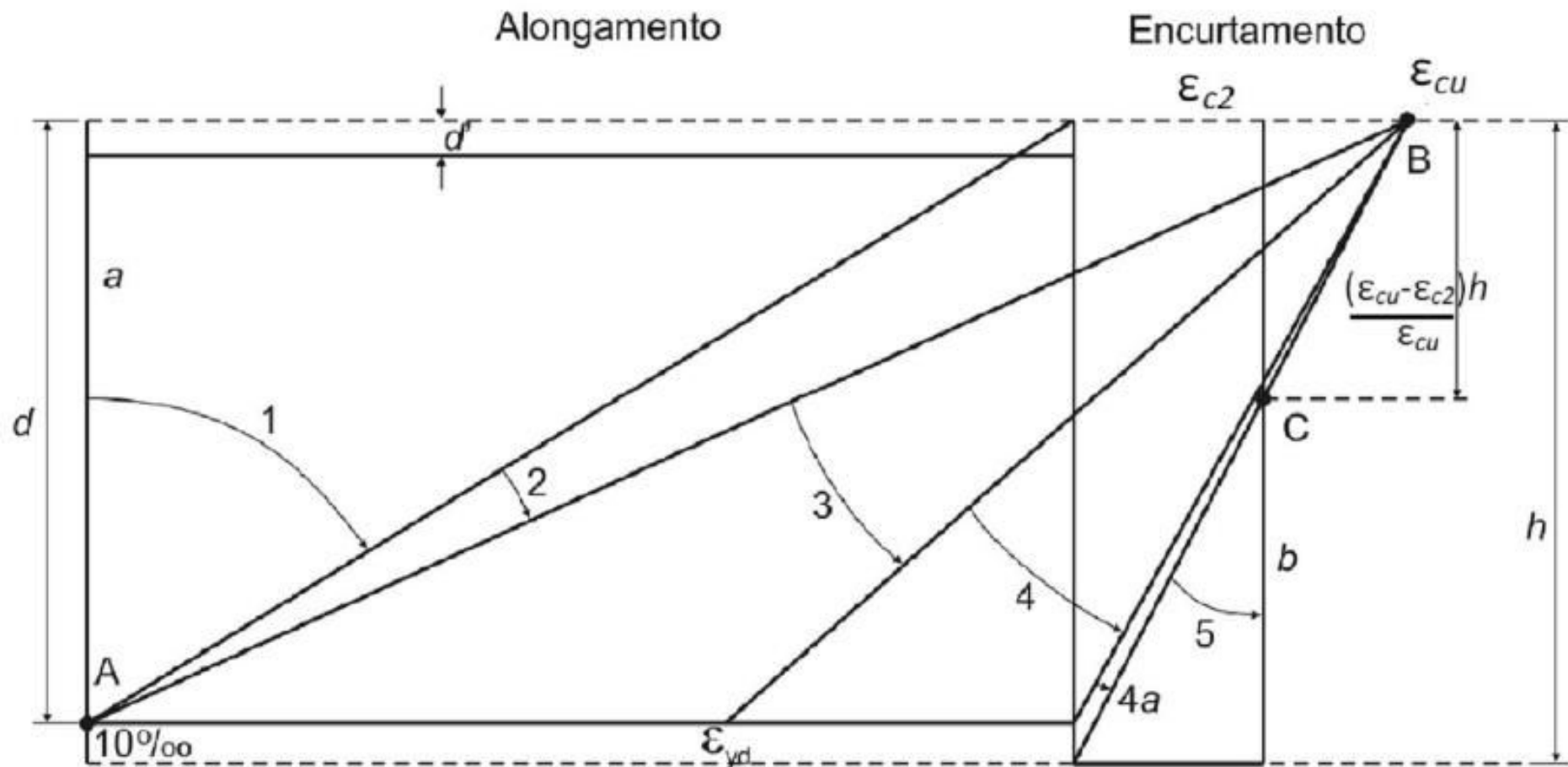
Em pilares parede:

O efeito localizado de 2ª ordem em torno da menor dimensão de cada faixa i é assimilado ao efeito local de 2ª ordem de um pilar isolado equivalente à mesma, não sendo necessário adotar valores de a_b superiores a 0,6 nesta análise quando $M_{yid} < M_{1dmin}$.

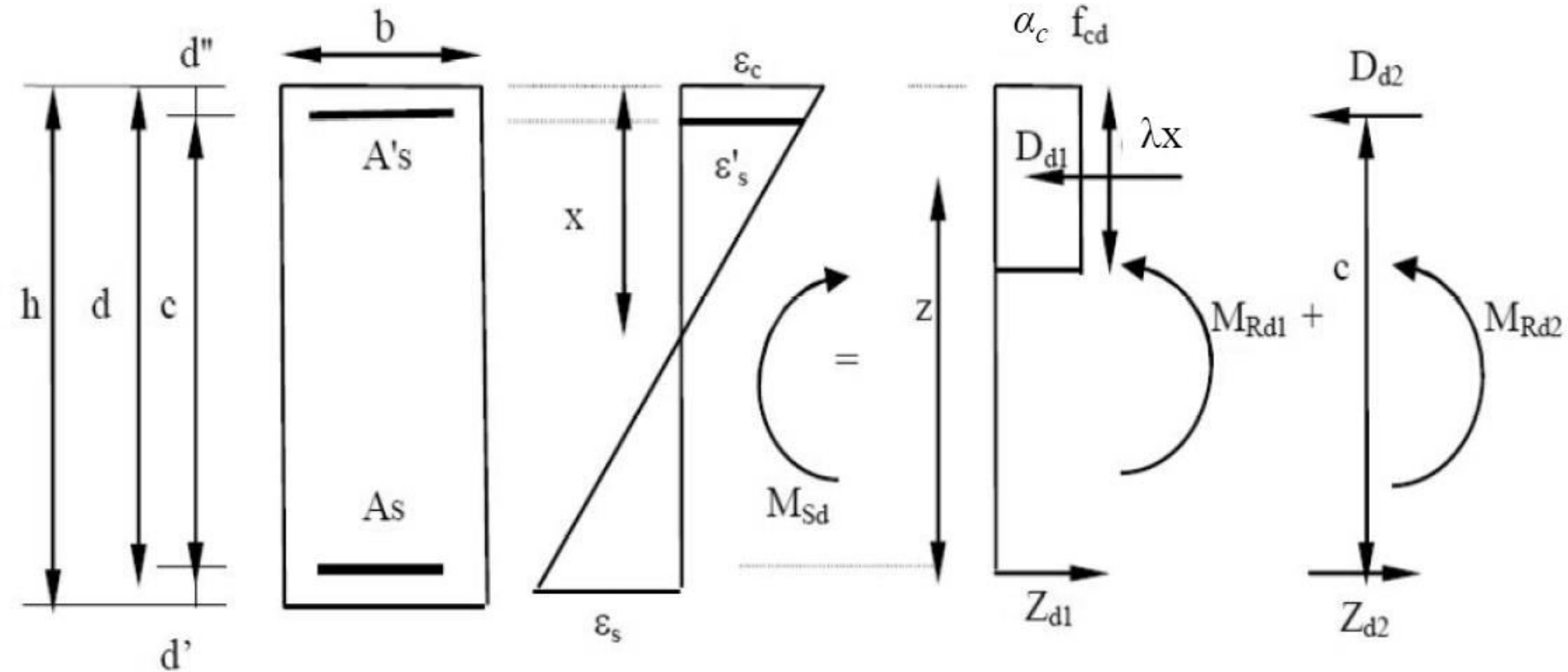
Seção 17

17.2.2 Hipóteses básicas

Figura 17.1 - Domínios de estado limite último



RETANGULARIZAÇÃO DO DIAGRAMA



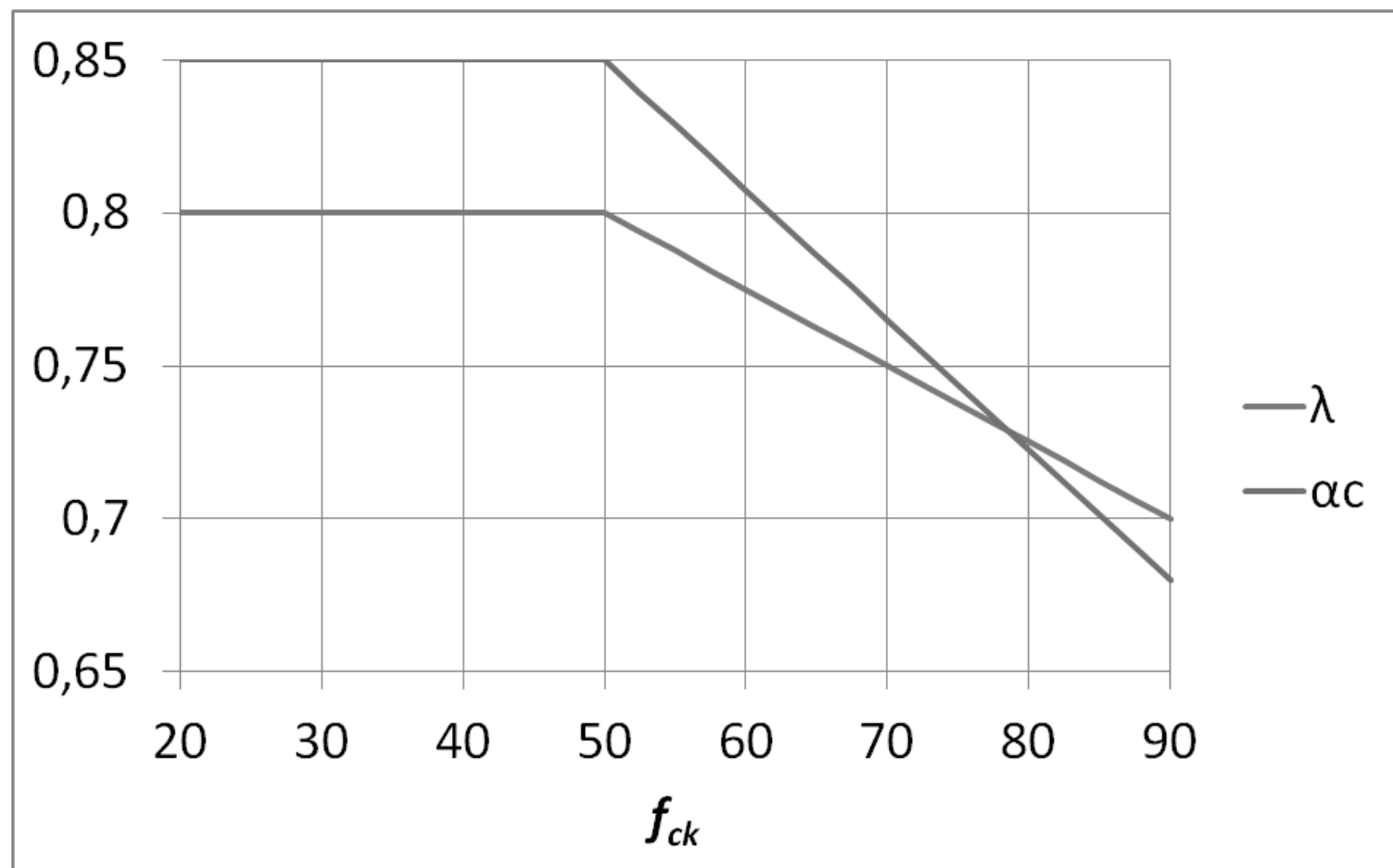
($0,9 \alpha_c f_{cd}$ no caso da largura da seção, diminuir a partir da linha neutra para a borda comprimida)

$\lambda = 0,8$ para $f_{ck} \leq 50$ MPa; ou

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

para concretos de classes até C50; $\alpha_c = 0,85$

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



Variáveis adimensionais:

$$k_x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \quad (x = k_x \cdot d)$$

$$k_z = (1 - \lambda/2 \cdot k_x) \quad (z = k_z \cdot d)$$

Cálculo da armadura:

$$A_{s1} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot k_z \cdot d}$$

Dimensionamento com o fator KMD:

$$M_{Rd1} = \alpha_c f_{cd} b \lambda x z$$

$$M_{Rd1} = \alpha_c f_{cd} b \lambda k_x d k_z d$$

$$\text{KMD} = \frac{M_d}{b d^2 f_{cd}}, \text{ então: } \text{KMD} = \alpha_c \lambda \cdot k_x \cdot k_z$$

Os valores de KMD relacionados a k_x e k_z são dados na Tabela a seguir

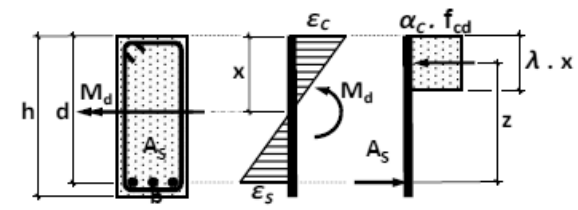
Tabela de Dimensionamento de Seção Retangular - NBR 6118: 2012 (Projeto de revisão)

f_{ck} [MPa]	≤50	55	60	65	70	75	80	85	90
λ	0,8	0,788	0,775	0,763	0,75	0,738	0,725	0,713	0,7
α_c	0,85	0,829	0,808	0,786	0,765	0,744	0,723	0,701	0,68

k_x	KMD	k_z	KMD	k_z	KMD	k_z	KMD	k_z	KMD	k_z	KMD	k_z	KMD	k_z	KMD	k_z
0,02	0,013	0,992	0,013	0,992	0,012	0,992	0,012	0,992	0,011	0,993	0,011	0,993	0,010	0,993	0,010	0,993
0,04	0,027	0,984	0,026	0,984	0,025	0,985	0,024	0,985	0,023	0,985	0,022	0,985	0,021	0,986	0,020	0,986
0,06	0,040	0,976	0,038	0,976	0,037	0,977	0,035	0,977	0,034	0,978	0,032	0,978	0,031	0,978	0,029	0,979
0,08	0,053	0,968	0,051	0,969	0,049	0,969	0,046	0,970	0,045	0,970	0,043	0,971	0,041	0,971	0,039	0,972
0,10	0,065	0,960	0,063	0,961	0,060	0,961	0,058	0,962	0,055	0,963	0,053	0,963	0,050	0,964	0,048	0,964
0,12	0,078	0,952	0,075	0,953	0,072	0,954	0,069	0,954	0,066	0,955	0,063	0,956	0,060	0,957	0,057	0,957
0,14	0,090	0,944	0,086	0,945	0,083	0,946	0,079	0,947	0,076	0,948	0,073	0,948	0,070	0,949	0,066	0,950
0,16	0,102	0,936	0,098	0,937	0,094	0,938	0,090	0,939	0,086	0,940	0,083	0,941	0,079	0,942	0,075	0,943
0,18	0,114	0,928	0,109	0,929	0,105	0,930	0,101	0,931	0,096	0,933	0,092	0,934	0,088	0,935	0,084	0,936
0,20	0,125	0,920	0,120	0,921	0,115	0,923	0,111	0,924	0,106	0,925	0,102	0,926	0,097	0,928	0,093	0,929
0,22	0,136	0,912	0,131	0,913	0,126	0,915	0,121	0,916	0,116	0,918	0,111	0,919	0,106	0,920	0,101	0,922
0,24	0,148	0,904	0,142	0,906	0,136	0,907	0,131	0,909	0,125	0,910	0,120	0,912	0,115	0,913	0,110	0,915
0,26	0,158	0,896	0,152	0,898	0,146	0,899	0,140	0,901	0,135	0,903	0,129	0,904	0,123	0,906	0,118	0,907
0,28	0,169	0,888	0,163	0,890	0,156	0,892	0,150	0,893	0,144	0,895	0,138	0,897	0,132	0,899	0,126	0,900
0,30	0,180	0,880	0,173	0,882	0,166	0,884	0,159	0,886	0,153	0,888	0,146	0,889	0,140	0,891	0,134	0,893
0,32	0,190	0,872	0,183	0,874	0,175	0,876	0,168	0,878	0,162	0,880	0,155	0,882	0,148	0,884	0,142	0,886
0,34	0,200	0,864	0,192	0,866	0,185	0,868	0,177	0,870	0,170	0,873	0,163	0,875	0,156	0,877	0,149	0,879
0,35	0,205	0,860	0,197	0,862	0,189	0,864	0,182	0,867	0,174	0,869	0,167	0,871	0,160	0,873	0,153	0,875
0,37	0,214	0,852														
0,39	0,224	0,844														
0,41	0,233	0,836														
0,43	0,242	0,828														
0,45	0,251	0,820														

$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow x/d \leq 0,45$
 $f_{ck} > 50 \text{ MPa} \rightarrow x/d \leq 0,35$

$A_s = M_d / (k_z \cdot d \cdot \sigma_{Sd})$
 $A_s = [\text{cm}^2]$
 $M_d = [\text{kN.m}]$
 $d = [\text{m}]$
 $\sigma_{Sd} = [\text{kN/cm}^2]$



$KMD = M_d / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd})$

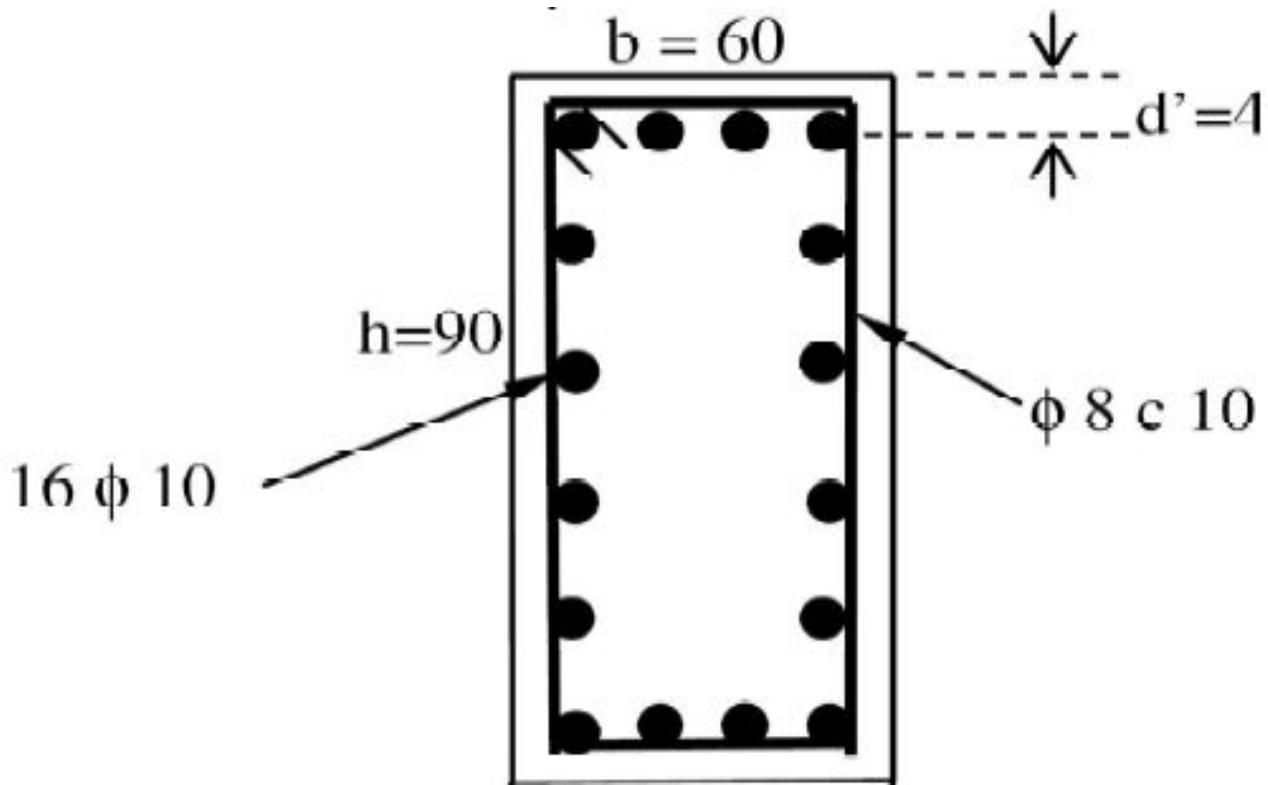
Aço CA-50: $\sigma_{Sd} = 50 / 1,15$
 $\sigma_{Sd} = 43,47 \text{ kN/cm}^2$

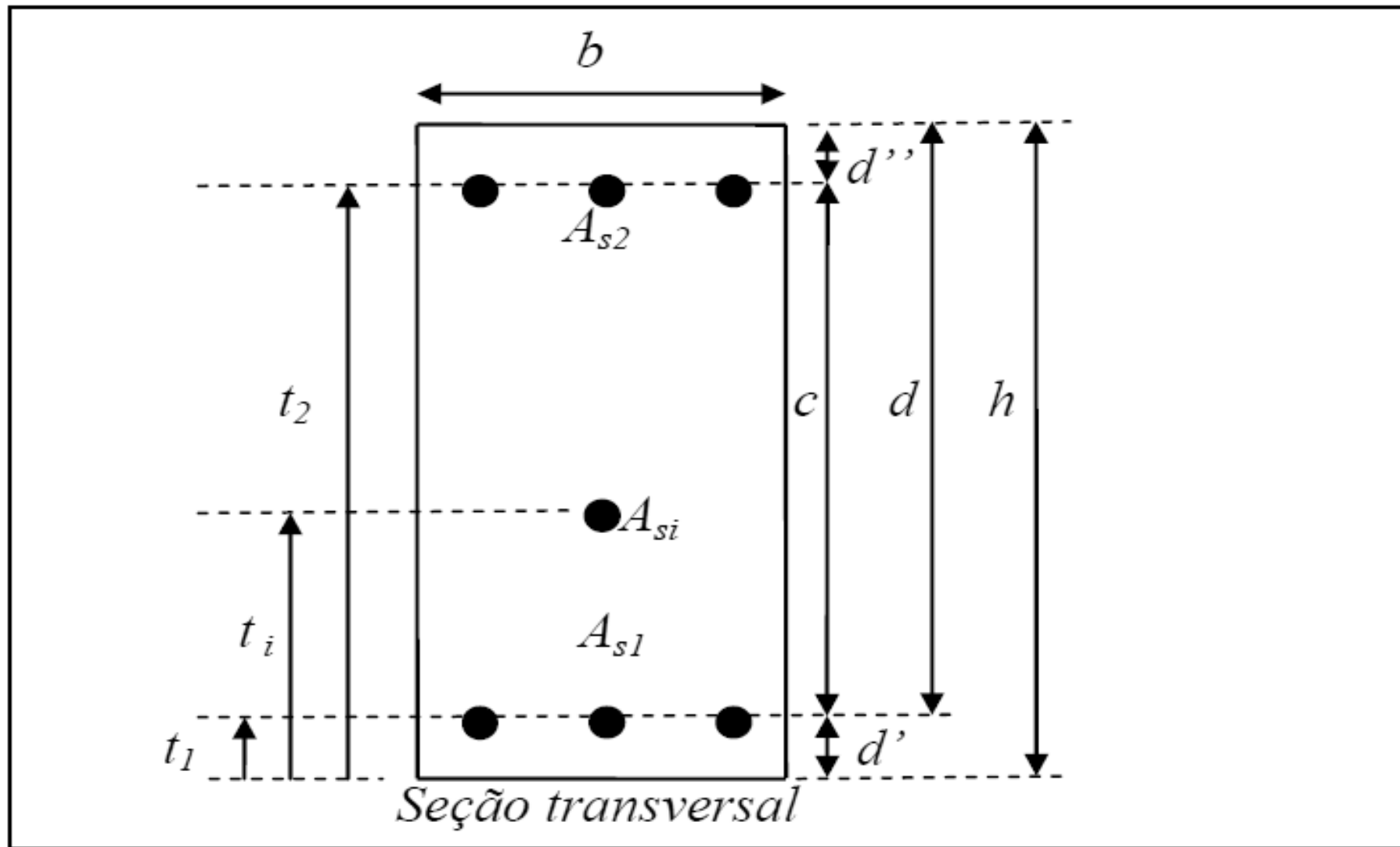
Tabela 17.3 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas

Forma da seção	Valores de $\rho_{\min}^{1)}$ ($A_{s,\min}/A_c$) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

¹⁾ Os valores de ρ_{\min} estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{\min} deve ser recalculado.

EXEMPLO – FLEXÃO COMPOSTA RETA





Seção Transversal	
b (m)	0,6
h (m)	0,9

d'(m)	0,04
d''(m)	0,04
d(m)	0,86

Concreto	
f_{ck} (MPa)	50
f_{cd} (kN/m ²)	35714
$\alpha_c / 0,85$	1
λ	0,8

Aço CA50A	
f_{yk} (kN/cm ²)	50
E_s (kN/cm ²)	21000
ϵ_{yd} (‰)	2,070
f_{yd} (kN/cm ²)	43,48

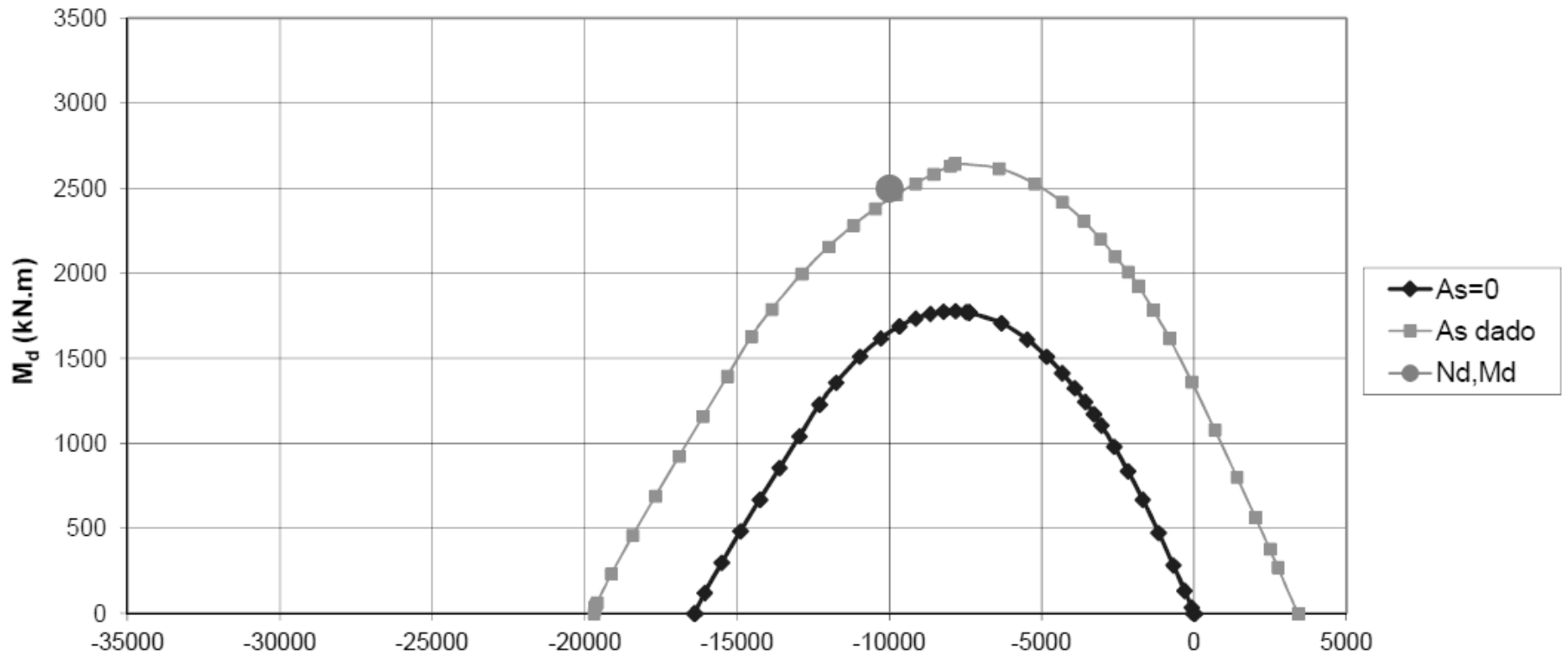
Disposição das Armaduras

Camadas	Barras	Bitola	A_{si} (cm ²)	d_i (m)
1	4	25	19,63	0,04
2	4	25	19,63	0,86
3	2	25	9,82	0,204
4	2	25	9,82	0,368
5	2	25	9,82	0,532
6	2	25	9,82	0,696
7				
SOMA =			78,54	

Estorços	
N_d (kN) =	-10000
M_d (kN.m) =	2500,0

ϵ_{c2} (‰)	-2,00
ϵ_{c1} (‰)	-3,50
ϵ_{c3} (‰)	-1,75

Curva de Interação ($N_d \times M_d$)



Seção Transversal	
b (m)	0,6
h (m)	0,9

d'(m)	0,04
d''(m)	0,04
d(m)	0,86

Concreto	
f_{ck} (MPa)	70
f_{cd} (kN/m ²)	50000
$\alpha_c / 0,85$	0,9
λ	0,75

Aço CA50A	
f_{yk} (kN/cm ²)	50
E_s (kN/cm ²)	21000
ϵ_{yd} (‰)	2,070
f_{yd} (kN/cm ²)	43,48

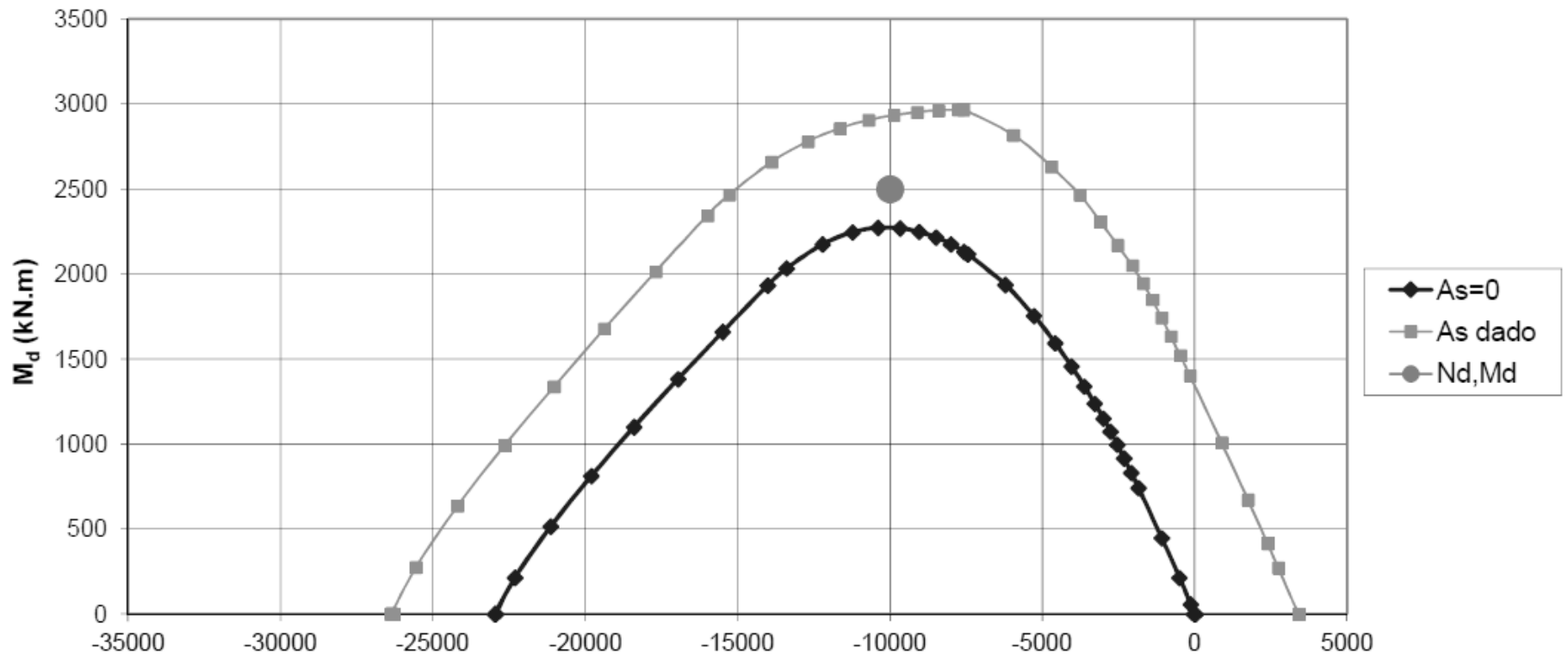
Disposição das Armaduras

Camadas	Barras	Bitola	A_{si} (cm ²)	d_i (m)
1	4	25	19,63	0,04
2	4	25	19,63	0,86
3	2	25	9,82	0,204
4	2	25	9,82	0,368
5	2	25	9,82	0,532
6	2	25	9,82	0,696
7				
SOMA =			78,54	

Estorços	
N_d (kN) =	-10000
M_d (kN.m) =	2500,0

ϵ_{c2} (‰)	-2,42
ϵ_{cu} (‰)	-2,60
ϵ_{c3} (‰)	-2,03

Curva de Interação ($N_d \times M_d$)



Seção Transversal	
b (m)	0,6
h (m)	0,9

d'(m)	0,04
d''(m)	0,04
d(m)	0,86

Concreto	
f_{ck} (MPa)	90
f_{cd} (kN/m ²)	64286
$\alpha_c / 0,85$	0,8
λ	0,7

Aço CA50A	
f_{yk} (kN/cm ²)	50
E_s (kN/cm ²)	21000
ϵ_{yd} (‰)	2,070
f_{yd} (kN/cm ²)	43,48

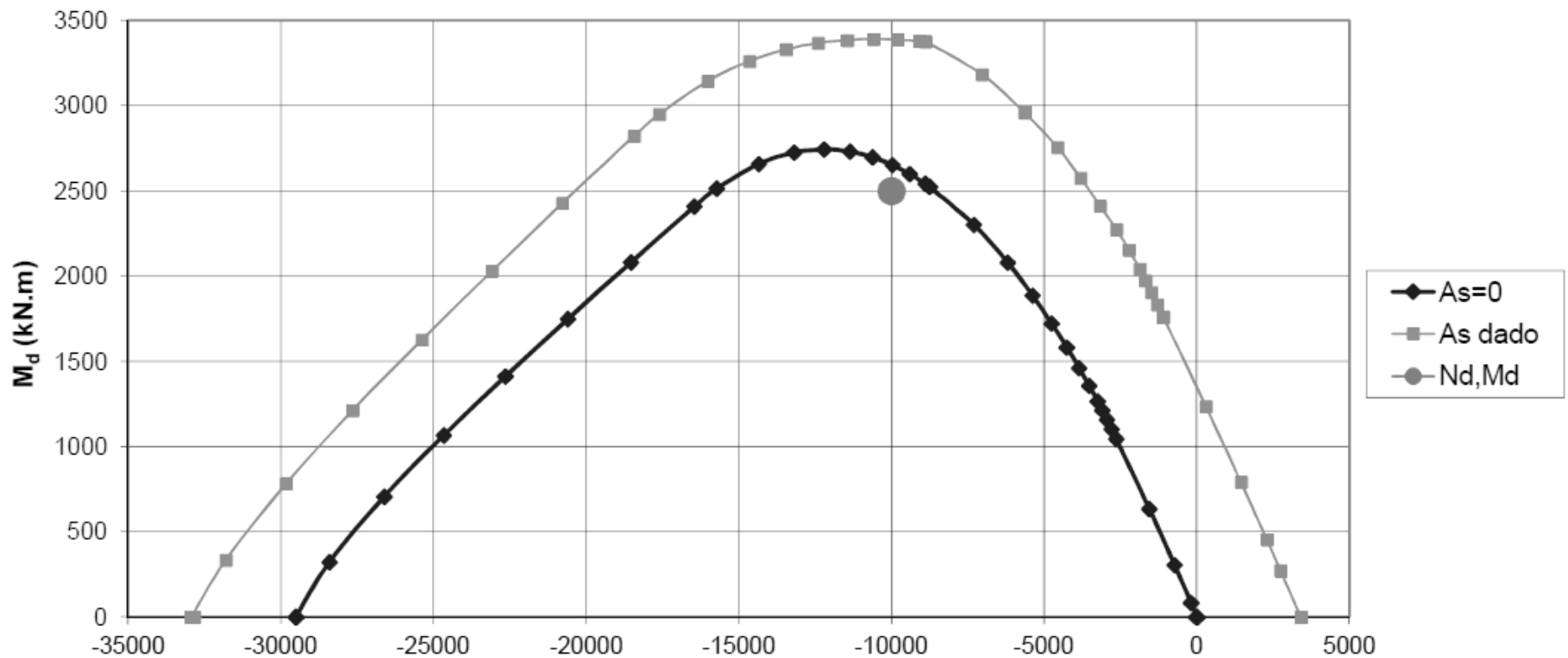
Disposição das Armaduras

Camadas	Barras	Bitola	A_{si} (cm ²)	d_i (m)
1	4	25	19,63	0,04
2	4	25	19,63	0,86
3	2	25	9,82	0,204
4	2	25	9,82	0,368
5	2	25	9,82	0,532
6	2	25	9,82	0,696
7				
SOMA =			78,54	

Estorços	
N_d (kN) =	-10000
M_d (kN.m) =	2500,0

ϵ_{c2} (‰)	-2,60
ϵ_{cu} (‰)	-2,60
ϵ_{c3} (‰)	-2,30

Curva de Interação ($N_d \times M_d$)



17.3.5.2.3

Armadura de Pele

A mínima armadura lateral deve ser $0,10\% A_{c,alma}$ em cada face da alma da viga e composta por barras de CA-50 ou CA-60 com espaçamento não maior que 20 cm e devidamente ancorada nos apoios, não sendo necessária uma armadura superior a $5 \text{ cm}^2/\text{m}$ por face.

As armaduras principais de tração e de compressão não podem ser computadas no cálculo da armadura de pele.

17.4.2.2 Decalagem de diagrama e Forças nas armaduras - Modelo de cálculo I

$$a_{\ell} = d \left[\frac{V_{Sd,max}}{2(V_{Sd,max} - V_c)} (1 + \cotg \alpha) - \cotg \alpha \right] \leq d$$

$$F_{Sd,cor} = \left[\frac{M_{Sd}}{z} + |V_{Sd}| (\cotg \theta - \cotg \alpha) \frac{1}{2} \right] \leq \frac{M_{Sd,max}}{z}$$

17.5.1.4.1 Seções poligonais convexas cheias (torção)

A seção vazada equivalente se define a partir da seção cheia com espessura da parede equivalente h_e dada por:

$$h_e \leq \frac{A}{u}$$

$$h_e \geq 2 c_1$$

onde:

A é a área da seção cheia;

u é o perímetro da seção cheia;

c_1 é a distância entre o eixo da barra longitudinal do canto e a face lateral do elemento estrutural.

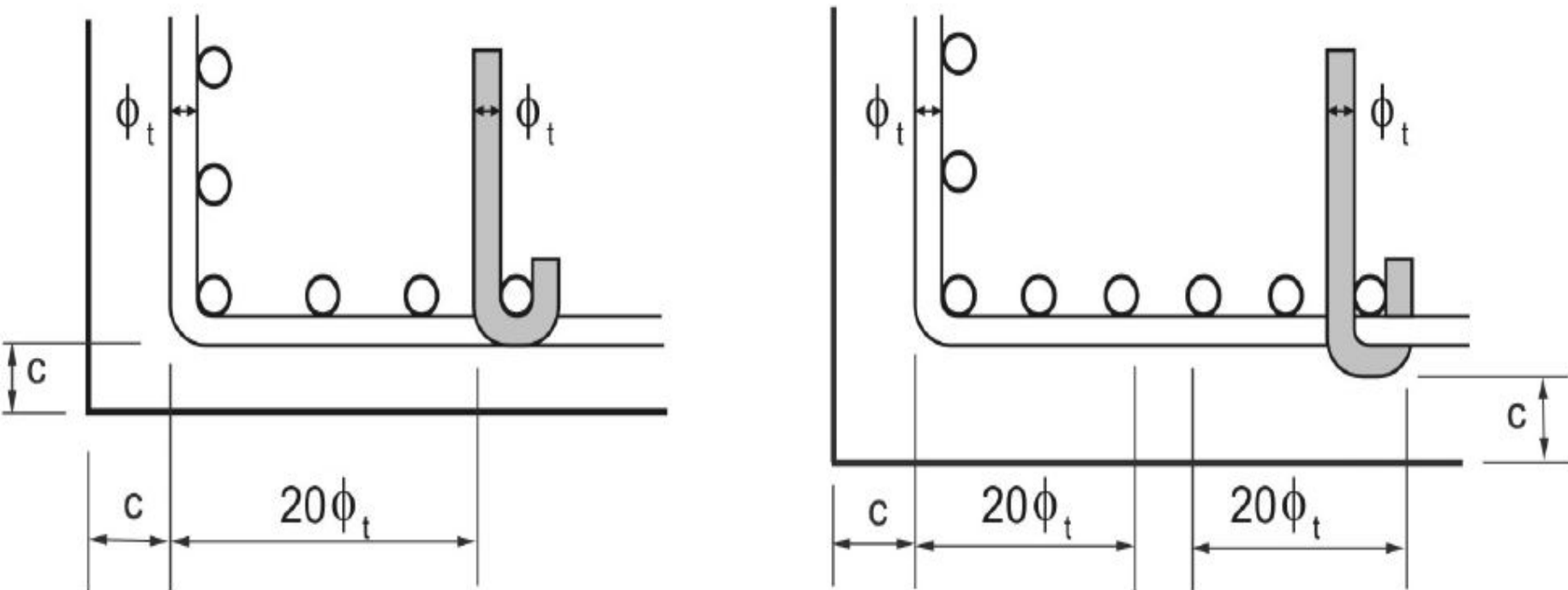
Caso A/u resulte menor que $2c_1$, pode-se adotar $h_e = A/u \leq b_w - 2c_1$ e a superfície média da seção celular equivalente A_e definida pelos eixos das armaduras do canto (respeitando o cobrimento exigido nos estribos).

17.5.1.2 Torção – Armaduras

$$\left. \begin{aligned} \rho_{sl} &= \frac{A_{sl}}{h_e u_e} \\ \rho_{sw} &= \frac{A_{sw}}{b_w s} \end{aligned} \right\} \geq 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}, \text{ com } f_{ywk} \leq 500 \text{ MPa}$$

Seção 18

Detalhamento de elementos lineares



(SUPRIMIDO)

Figura 18.2 - Proteção contra flambagem das barras

Seção 19

Dimensionamento e verificação de lajes

19.3.3.2 Armaduras mínimas

ADICIONADO:

Nos apoios de lajes que não apresentem continuidade com planos de lajes adjacentes e que tenham ligação com os elementos de apoio, deve-se dispor de armadura negativa de borda conforme Tabela 19.1.

Essa armadura deve se estender até pelo menos 0,15 do vão menor da laje a partir da face do apoio.

Tabela 19.1 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes

Armadura	Elementos estruturais sem armaduras ativas	Elementos estruturais com armadura ativa aderente	Elementos estruturais com armadura ativa não aderente
Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - \rho_p \geq 0,67 \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - 0,5 \rho_p \geq 0,67 \rho_{min}$ (ver 19.3.3.2)
Armaduras negativas de bordas sem continuidade	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{min}$		
Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{min}$	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{min}$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{min}$
Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5 \rho_{min}$		-

19.5.4 Colapso progressivo

Para garantir a ductilidade local e a conseqüente proteção contra o colapso progressivo, a armadura de flexão inferior que atravessa o contorno C deve estar suficientemente ancorada além do contorno C' ou C'', conforme figura 19.10, e deve ser tal que:

$$f_{yd} A_{s,ccp} \geq 1,5 \cdot F_{Sd}$$

$A_{s,ccp}$ é o somatório de todas as áreas das barras inferiores que cruzam cada uma das faces do pilar.

F_{Sd} pode ser calculado com γ_f igual a 1,2.

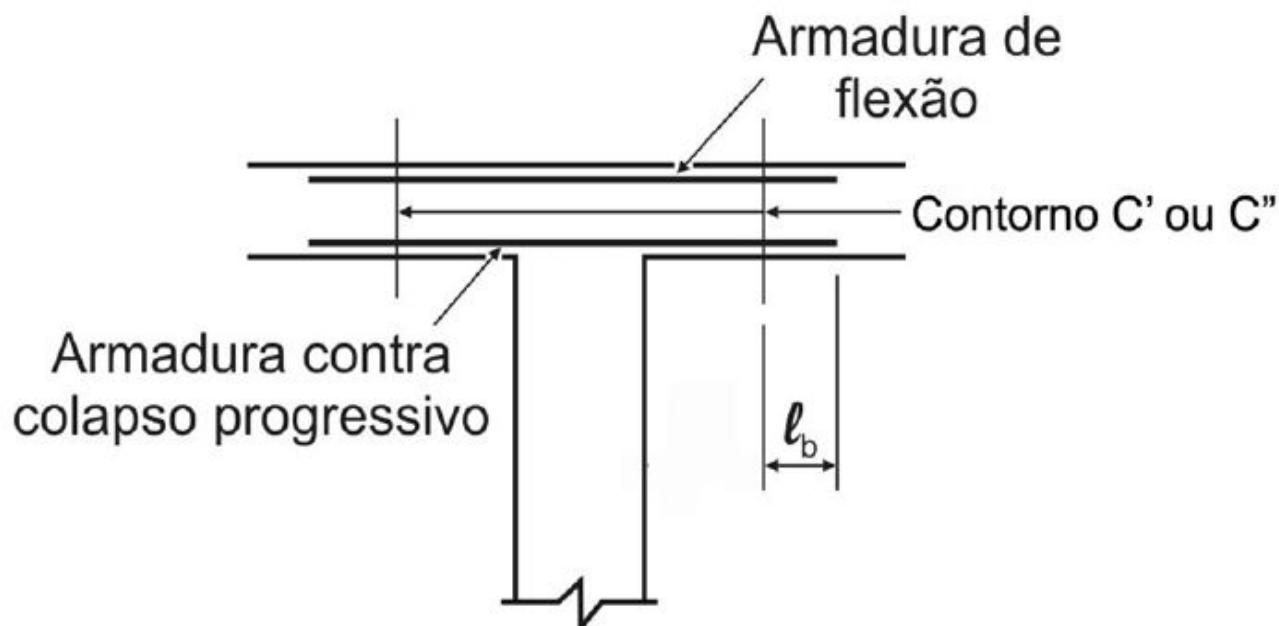


Figura 19.10 - Armadura contra colapso progressivo

Seção 20

Detalhamento de lajes

20.1 Prescrições gerais

ADICIONADO:

Nas lajes maciças armadas em uma ou em duas direções, em que seja dispensada armadura transversal e quando não houver avaliação explícita dos acréscimos das armaduras decorrentes da presença dos momentos volventes nas lajes, toda a armadura positiva deve ser levada até os apoios, não se permitindo escalonamento desta armadura.

A armadura deve ser prolongada no mínimo 4 cm além do eixo teórico do apoio.

Seção 21

Regiões especiais

São definidas como as que onde não é aplicável a hipótese das seções planas.

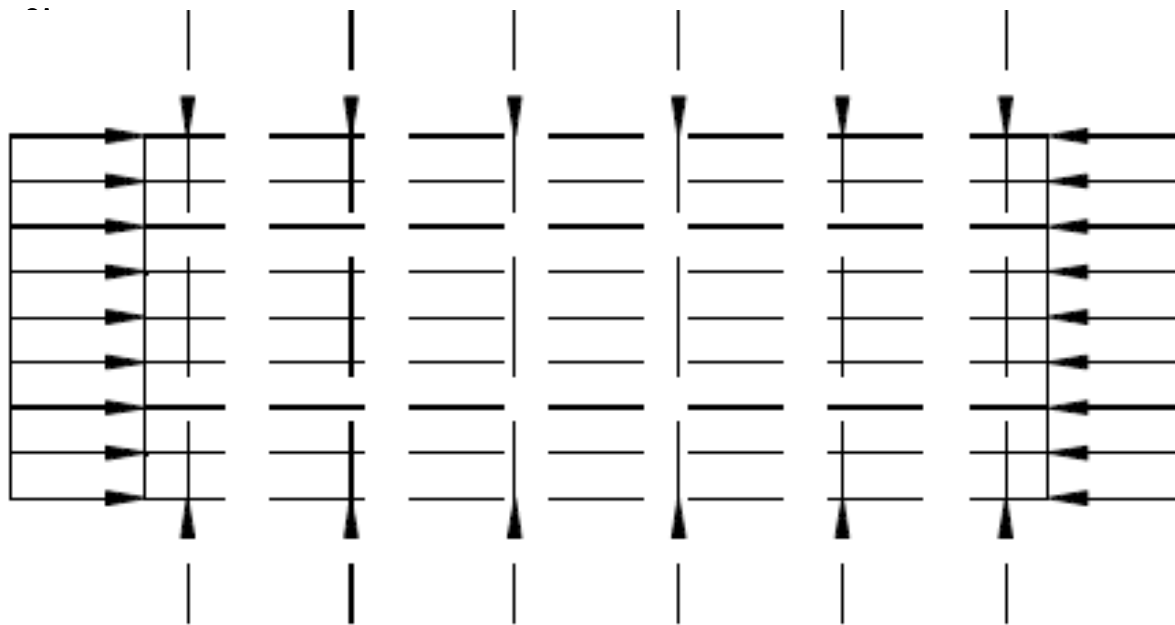
Ficam caracterizadas quando se apresentam na estrutura descontinuidades bruscas de geometria ou dos carregamentos aplicados.

Regiões de furos e aberturas em lajes, vigas-parede, de variação na altura de vigas e de nós de pórticos, são exemplos de regiões especiais.

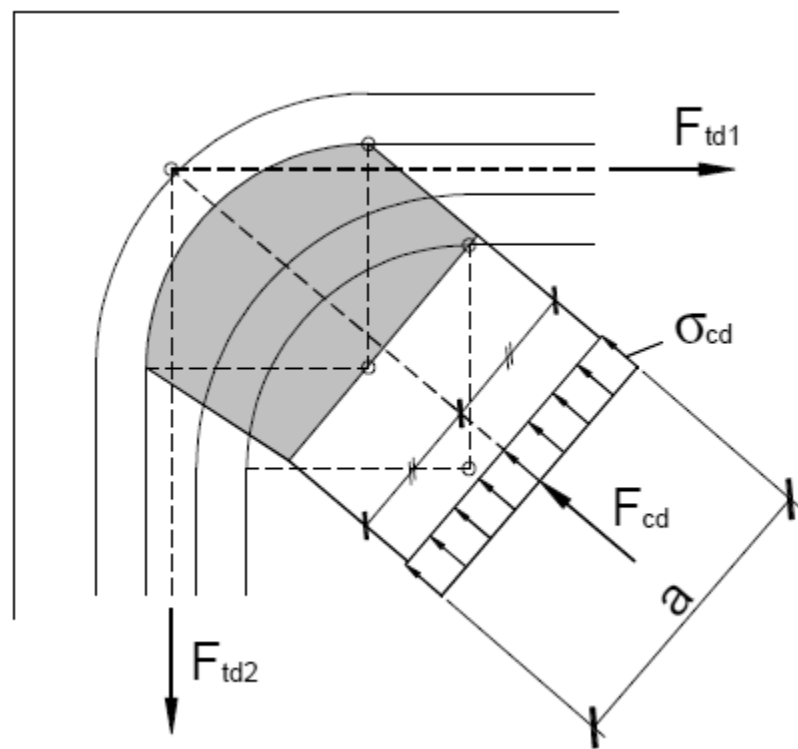
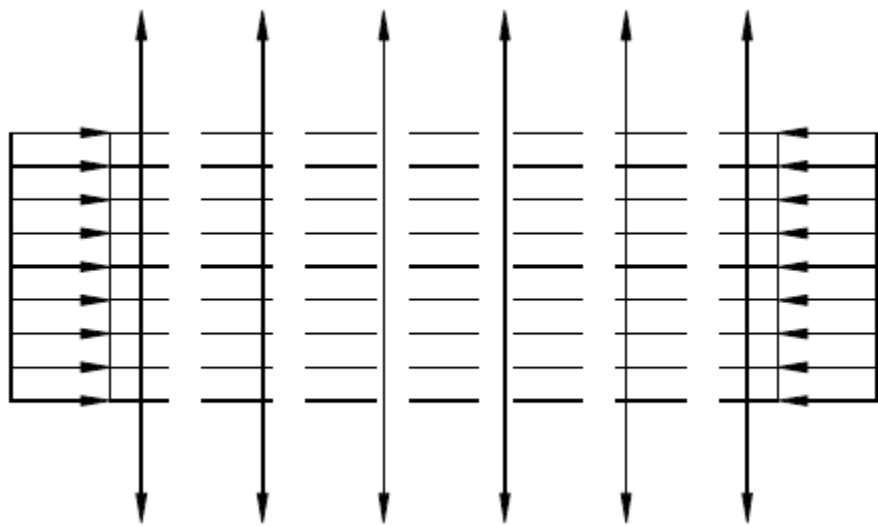
Seção 22 Elementos especiais

22.1 Simbologia

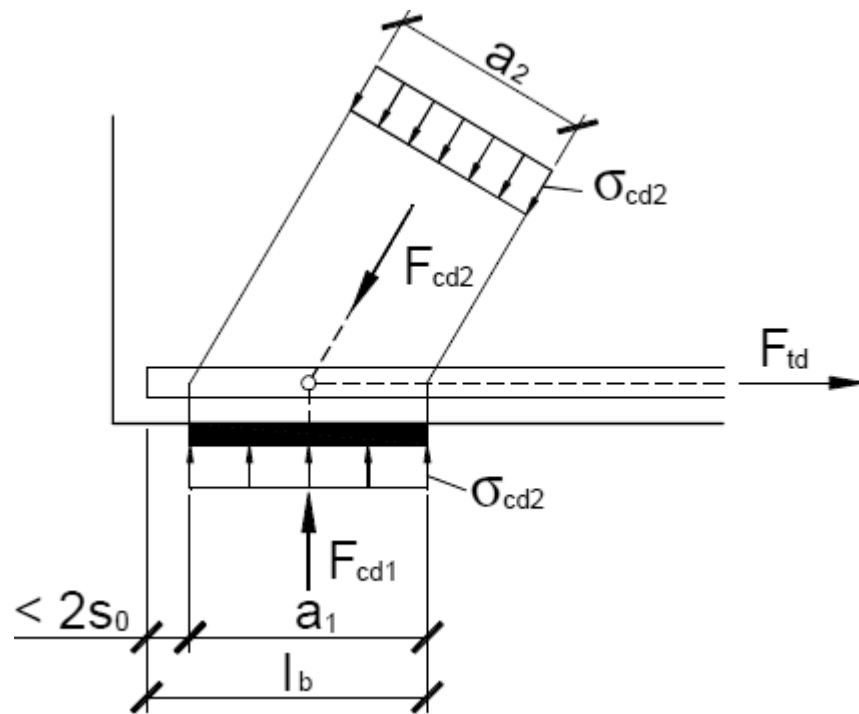
f_{cd1} – Tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo Método de Bielas e Tirantes, em regiões com tensões de compressão transversal ou sem tensões de tração transversal e em nós onde confluem somente bielas de con



f_{cd2} – Tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo Método de Bielas e Tirantes, em regiões com tensões de tração transversal e em nós onde confluem dois ou mais tirantes tracionados.



f_{cd3} – Tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo Método de Bielas e Tirantes, em nós onde conflui somente um tirante tracionado.



22.2 Definições

São chamadas de regiões-B de um elemento estrutural aquelas em que as hipóteses da seção plana, ou seja, de uma distribuição linear de deformações específicas na seção são aplicáveis e regiões-D aquelas em que estas hipóteses não se aplicam.

Em geral, o limite entre as regiões-B e -D pode ser considerado como localizado a uma distância h (altura da seção transversal do elemento estrutural considerado) da seção efetiva da descontinuidade.

A Figura 22.1 ilustra situações de regiões-D (áreas hachuradas) com comportamento não-linear devido a:

- a) descontinuidade geométrica,
- b) descontinuidade estática e
- c) descontinuidade geométrica e estática.

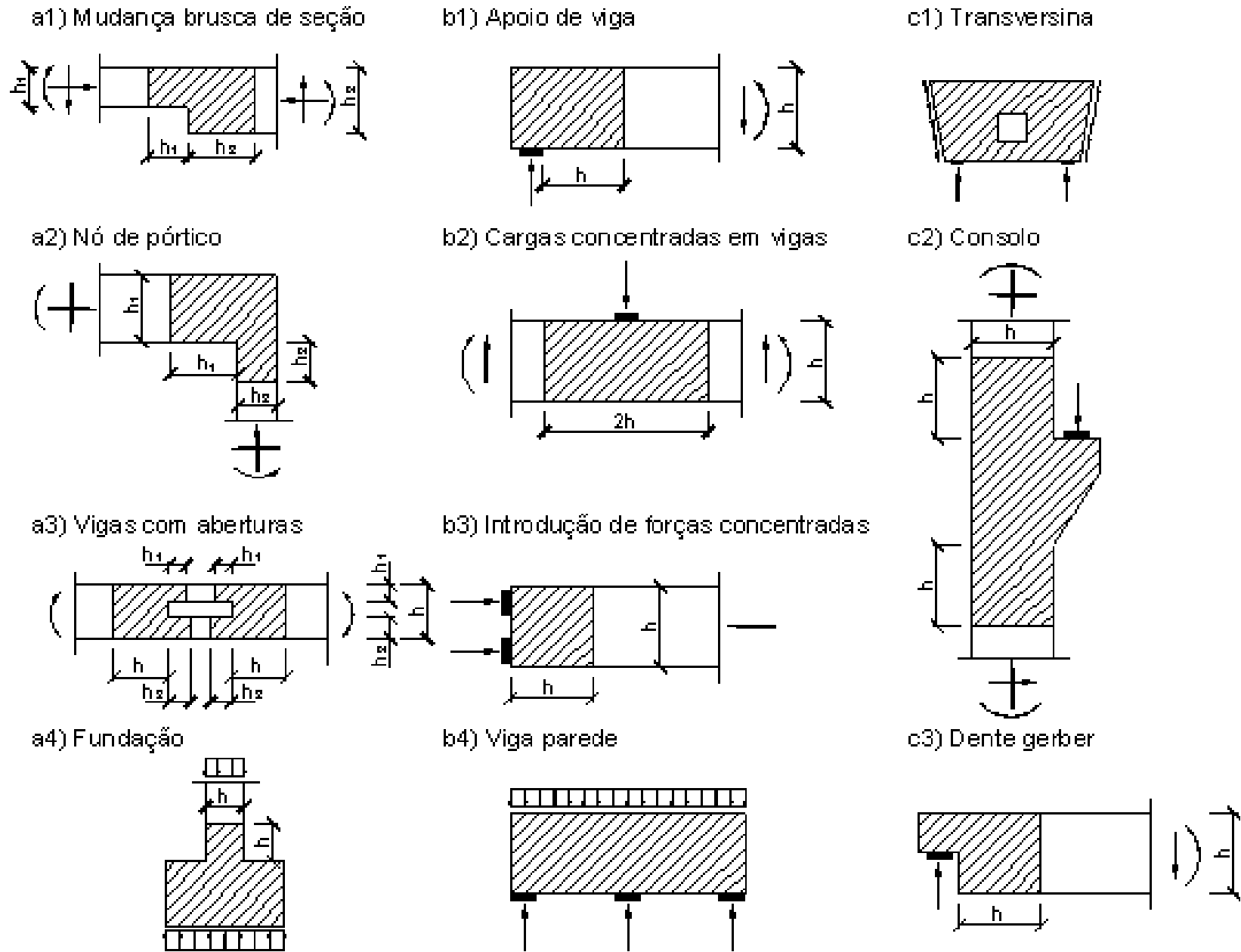


Figura 22.1 – Situações típicas de regiões D

22.3 Método de Bielas e Tirantes

22.3.1 Procedimento para aplicação do método

É permitida a análise da segurança no Estado Limite Último de um elemento estrutural, ou de uma região-D contida neste elemento, através de uma treliça idealizada composta por bielas, tirantes e nós.

Nesta treliça, as bielas representam a resultante das tensões de compressão em uma região; os tirantes representam uma armadura ou um conjunto de armaduras concentradas em um único eixo e os nós ligam as bielas e tirantes e recebem as cargas concentradas aplicadas ao modelo.

Em torno dos nós existe um volume, designado como zona nodal, onde será verificada a resistência necessária para a transmissão dos esforços entre as bielas e os

22.3.1 Procedimento para aplicação do método (cont.)

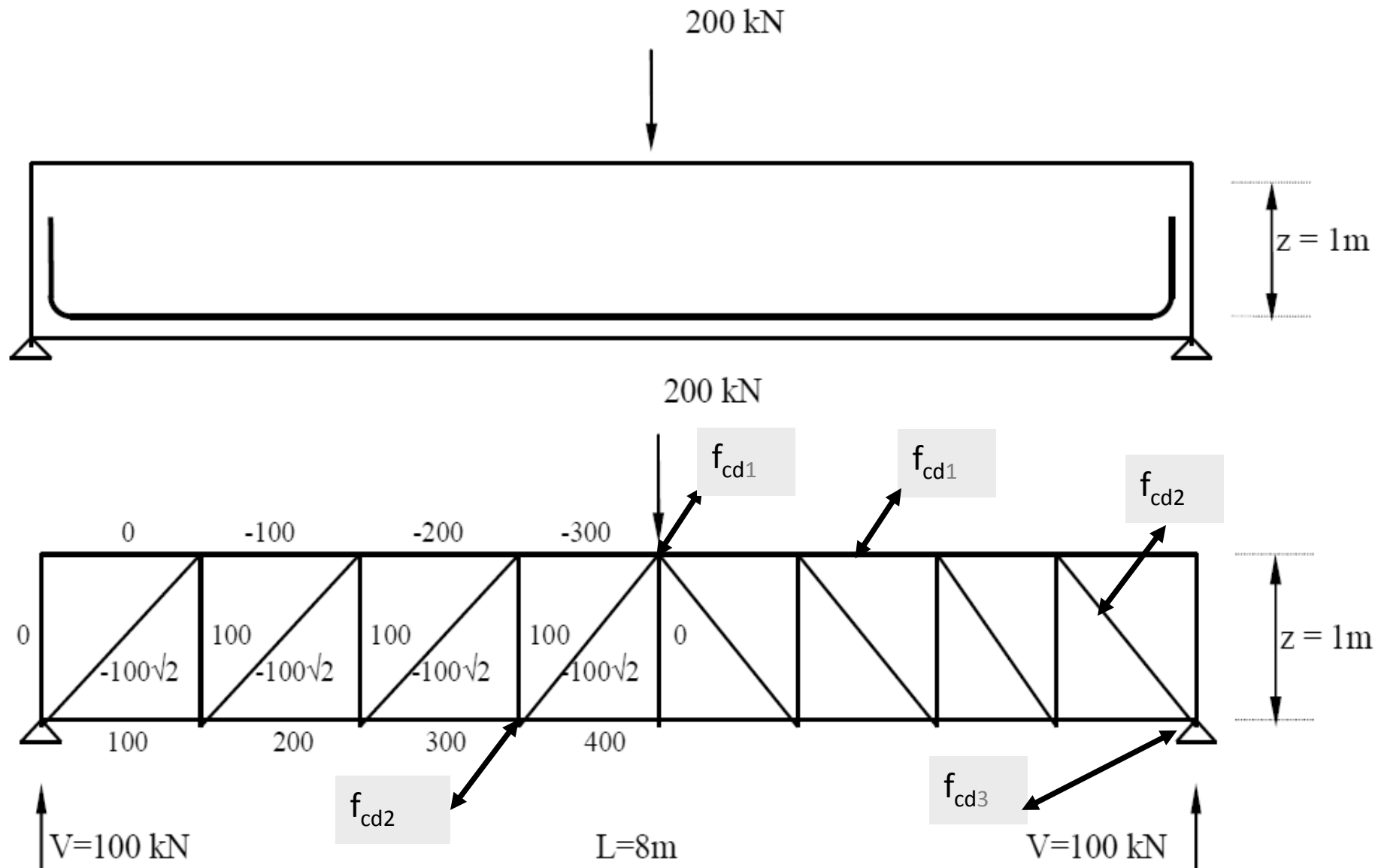
A treliça idealizada é isostática e nos nós são concentradas as forças externas aplicadas ao elemento estrutural e as reações de apoio, formando um sistema auto-equilibrado. As reações de apoio devem ser previamente obtidas através de uma análise linear ou não linear.

Os eixos das bielas são escolhidos de forma a se aproximar o máximo das tensões principais de compressão e os eixos dos tirantes, dos eixos das armaduras a serem detalhadas.

As bielas inclinadas deverão ter ângulo de inclinação com tangente entre 0,57 e 2 em relação ao eixo da armadura longitudinal do elemento estrutural (vigas entre 0,57 e 1).

As verificações das bielas, tirantes e nós são efetuadas a

22.3.1 Aplicação do método (exemplo)



22.3.2 Parâmetros de resistência das bielas e nós

$$f_{cd1} = 0,85 a_{v2} f_{cd}$$

$$f_{cd2} = 0,60 a_{v2} f_{cd}$$

$$f_{cd3} = 0,72 a_{v2} f_{cd}$$

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

22.3.3 Parâmetro de resistência dos tirantes

$$A_s = \frac{F_{sd}}{f_{yd}}$$

22.4 Vigas-parede

22.4.4.1 Armadura de flexão (ANTIGO 22.2.4.1)

ACRESCENTADO:

Nas vigas-parede contínuas a altura de distribuição da armadura negativa A_S deve ser feita considerando três faixas na altura h , não se considerando para h valores superiores ao vão teórico ℓ ($3 \geq \ell/h \geq 1$):

— 20% superiores de h : $A_{S1} = (\ell/2h - 0,50) \cdot A_S$

— 60% centrais de h : $A_{S2} = (1,50 - \ell/2h) \cdot A_S$

— 20% inferiores de h : $A_{S3} = 0$

A armadura horizontal mínima é de 0,075% b por face, por metro.

22.4.4.3 Armadura vertical (ANTIGO 22.2.4.3)

A armadura vertical deve ser respeitar um valor mínimo de 0,075% b por face, por metro.

22.5.2 Dentes Gerber

22.5.2.2 Comportamento (ANTIGO 22.3.2.2)

c) a armadura de suspensão deve ser calculada para uma força, no mínimo, igual a F_d , de acordo com o modelo biela-tirante adotado.

Anexo A - Efeito do tempo no concreto estrutural

Tabela A.1 - Valores numéricos usuais para a determinação da fluência e da retração

Ambiente	Umidade U %	Fluência φ_{1c} ^{1) 3)}			Retração $10^4 \varepsilon_{1s}$ ^{2) 3)}			γ ⁴⁾
		Abatimento de acordo com a ABNT NBR NM 67 cm						
		0 - 4	5 - 9	10 - 15	0 - 4	5 - 9	10 - 15	
Na água	-	0,6	0,8	1,0	+ 1,0	+ 1,0	+ 1,0	30,0
Em ambiente muito úmido imediatamente acima da água	90	1,0	1,3	1,6	- 1,9	- 2,5	- 3,1	5,0
Ao ar livre, em geral	70	1,5	2,0	2,5	- 3,8	- 5,0	- 6,2	1,5
Em ambiente seco	40	2,3	3,0	3,8	- 4,7	- 6,3	- 7,9	1,0

¹⁾ $\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035U$ para abatimento no intervalo de 5 cm a 9 cm e $U \leq 90\%$.

²⁾ $10^4 \varepsilon_{1s} = - 8,09 + (U/15) - (U^2/ 2 284) + (U^3/ 133 765) - (U^4/ 7 608 150)$ para abatimentos de 5 cm a 9 cm e $40\% \leq U \leq 90\%$.

³⁾ Os valores de φ_{1c} e ε_{1s} para $U \leq 90\%$ e abatimento entre 0 cm e 4 cm são 25% menores e para abatimentos entre 10 cm e 15 cm são 25% maiores.

⁴⁾ $\gamma = 1 + \exp(- 7,8 + 0,1 U)$ para $U \leq 90\%$.

NOTAS

1 Para efeito de cálculo, as mesmas expressões e os mesmos valores numéricos podem ser empregados no caso de tração.

2 Para o cálculo dos valores de fluência e retração, a consistência do concreto é aquela correspondente à obtida com o mesmo traço sem a adição de superplastificantes e superfluidificantes.



PASSADO

Histórico

NB-1/40 até 2013



PRESENTE

Projeto de 2013

Principais Novidades



FUTURO

Consulta Nacional

Temas Futuros

Consulta Nacional



Voltar

Consulta Nacional

Projeto ABNT NBR 6118 Projeto de estruturas de concreto - Procedimento

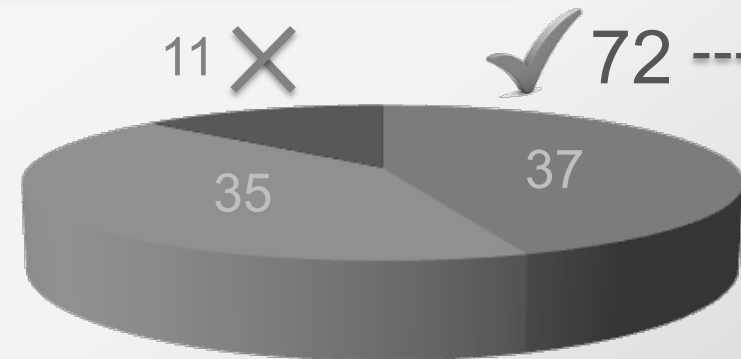
- Listagem Detalhada
- Relatório Tabulado

Votação		
Aprovados sem restrições :	37	44,58 %
Aprovados c/ obs. de forma :	35	42,17 %
Não aprovados c/ objeções :	11	13,25 %
Total Geral :	83	100,00 %

José Samuel Giongo
Ana Elisabete Jacinto
Flávio Barbosa de Lima
Rodrigo G. Delalibera
Rodrigo Barros

*Prazo: 60 dias, entre
15/08/2013 e 15/10/2013*

*Divulgação: ABECE, Ibracon,
Comunidades na Internet, etc.*



Consulta Nacional



Convite a todos que votaram

*Reunião prevista:
nov./dez. de 2013*



Modificações de forma → publicação
Alterações conceituais → + 1 mês de CN




*Importante parceria
Reconhece a importância da NBR 6118
Texto com a formatação revisada já pronto
(figuras, textos, referências)*

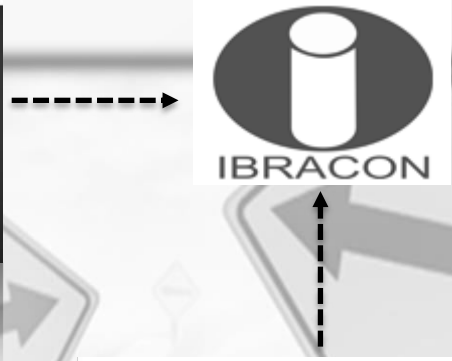


PRÓXIMOS PASSOS

- *Reunião para análise de votos.*
- *Publicação do texto em 2013, SEM carência.*
- *Estamos atrasados → Objetividade.*
- *Preparação e encaminhamento p/ ISO (tradução).*
- *Reuniões continuarão (ABECE/Ibracon CT-301).*
- *Atualização e publicação dos comentários do Ibracon.*
- *Preparação do texto-base para 2018.*
- *Revisar, no máximo, a cada 5 anos (exigência da ISO).*

TENDÊNCIAS


ENCONTRO MENSAL – ABECE
SEMINÁRIO COLAPSO PROGRESSIVO EM EDIFÍCIOS
AGOSTO 2012
Salvador



Temas: colapso progressivo, sustentabilidade, pilar-parede, bielas e tirantes, durabilidade, armadura mínima, dinâmica, fadiga, etc.

Tem muito trabalho pela frente!

Artigo Técnico

Antonio Carlos Reis Laranjeira

Colapso progressivo dos edifícios

1. O que é o colapso progressivo? Sua definição, caracterização, causas, casos.

2. Como projetar estruturas de edifícios para prevenir colapsos progressivos? Fundamentos, Métodos diretos e indiretos, Regras práticas.

A referência básica deste texto é o documento: NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY, U.S. – Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings, NISTIR 7205 February 2007, 216 p. (download gratuito).

O QUE É O COLAPSO PROGRESSIVO?

Definição

"O termo 'colapso progressivo' é usado para identificar a propagação de uma ruptura inicial, localizada de modo semelhante a uma reação em cadeia que conduza à ruptura parcial ou total de um edifício. A caracterização básica do colapso progressivo é a que o estado final da ruptura é desproporcionalmente maior do que a ruptura que deu início ao colapso. Portanto, o 'colapso progressivo' é um tipo de ruptura incremental, no qual o dano total é desproporcional à causa inicial. Em alguns casos, esse tipo de ruptura é identificado por 'colapso desproporcional'."

Os americanos propõem a seguinte definição, a ser utilizada nas Normas:

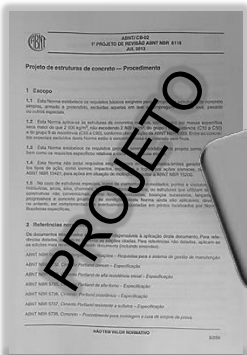
"colapso progressivo – a propagação de um dano localizado no elemento e elemento estrutural resultando, eventualmente, no colapso total de uma estrutura, desproporcionalmente, de grande parte, também conhecido como colapso desproporcional."

"O conceito de colapso progressivo pode ser definido pelo famoso colapso de 1968 do edifício de apartamentos Ronan Point. Figura 1."

Figura 1 - Colapso do edifício Ronan Point, a estrutura de aço de 12 andares em um edifício residencial.

Figura 2 - Vista aérea sobre o estado da estrutura do NISTIR 7205, de 60

12 ABCE/REVISTA 16 - Junho 2013



NORMA DE SEGURANÇA

*Sensorial
Complexo
Avaliação
Riscos*

Por que existem várias normas?

Norma / Indivíduo?

Engenharia: ciência exata?

Longe da perfeição.

Nível de segurança varia: experiência prática, avanço nas pesquisas (teóricas e ensaios)



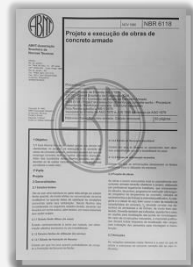
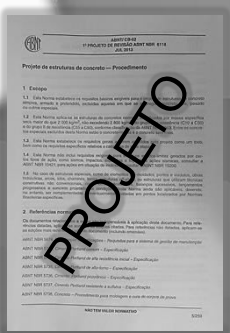
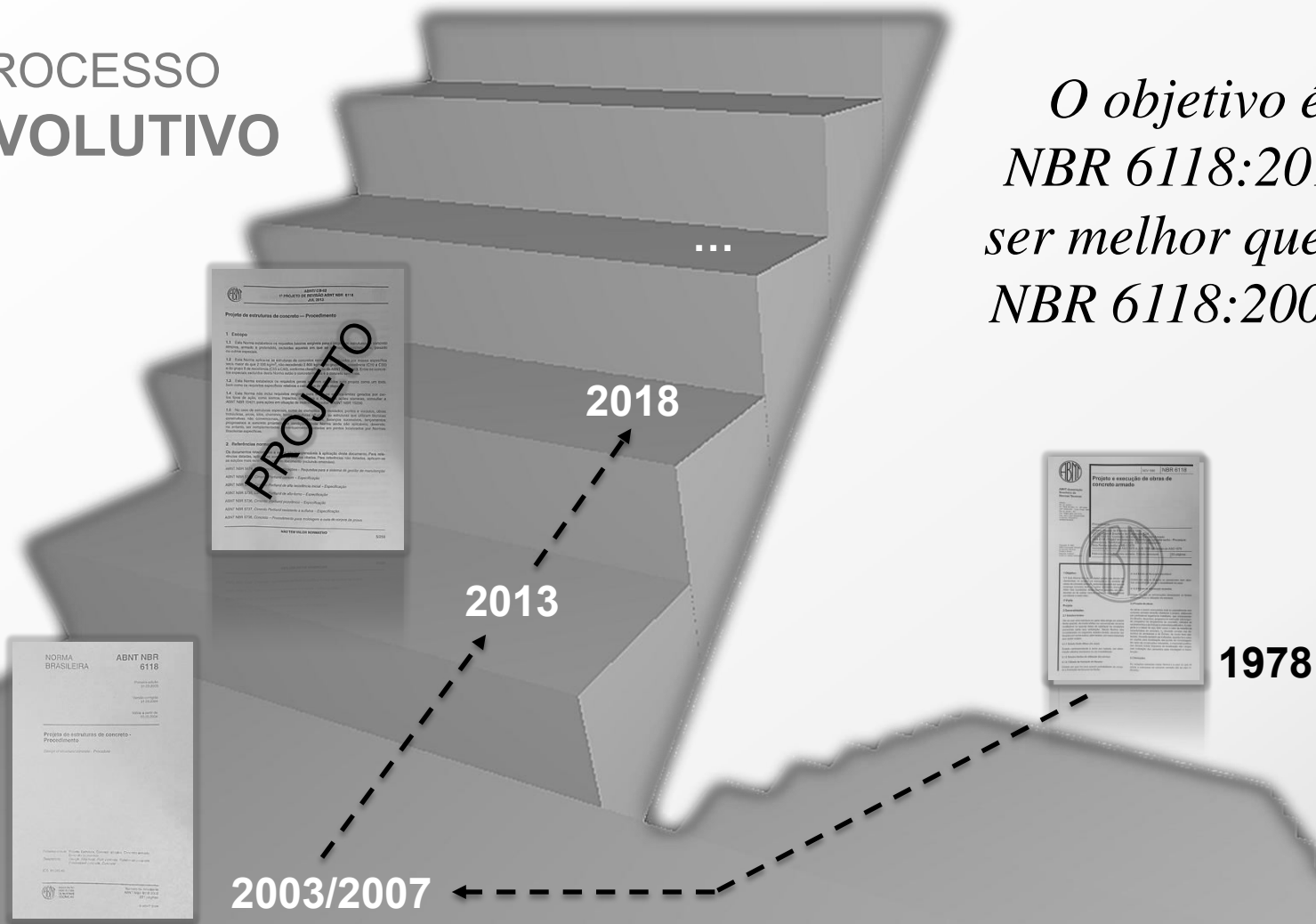
A black and white photograph of a massive crowd of people, likely at a political rally or protest. In the upper left, a white banner is held up, displaying the text 'SEGURANÇA na NB-1'. The crowd is dense and fills the entire frame.

SEGURANÇA na NB-1

Somos meros
representantes da
sociedade!

PROCESSO EVOLUTIVO

O objetivo é a NBR 6118:2013 ser melhor que a NBR 6118:2003.



2003/2007

2013

2018

1978

DESAFIOS



Como otimizar o andamento dos trabalhos?

Como ampliar a divulgação dos resultados?

Como acompanhar as evoluções tecnológicas?

Como controlar as divergências?

Como aumentar a participação das pessoas?

UM PEDIDO

JMJ 2013



Protestos 2013



Precisamos de mais colaboradores!



*A participação é aberta a todos!
Todos, absolutamente todos, estão
convidados a participar.*

Necessário objetividade.

Obrigado

Sérgio Hampshire C. S.

Suely B. Bueno

Alio E. Kimura