



*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*

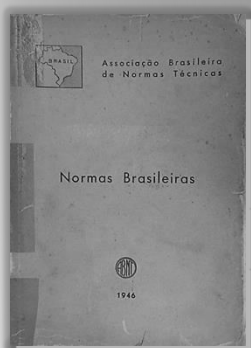
*Temas Futuros*

DE 1940 ATÉ 2013

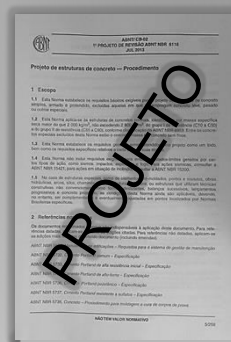
São 73 anos → “Velha Senhora”  
Muita coisa mudou

1940

2013



NB-1

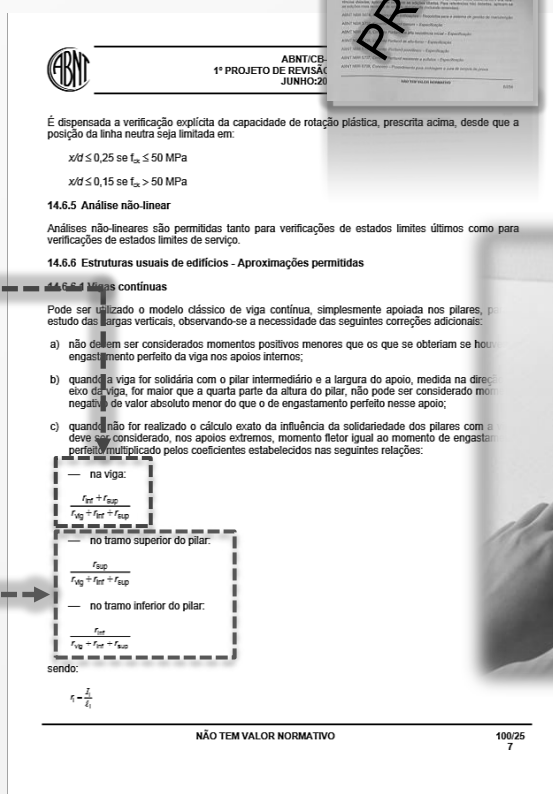
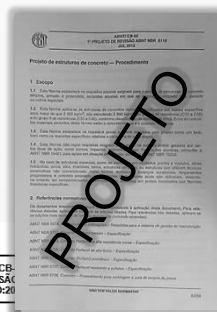
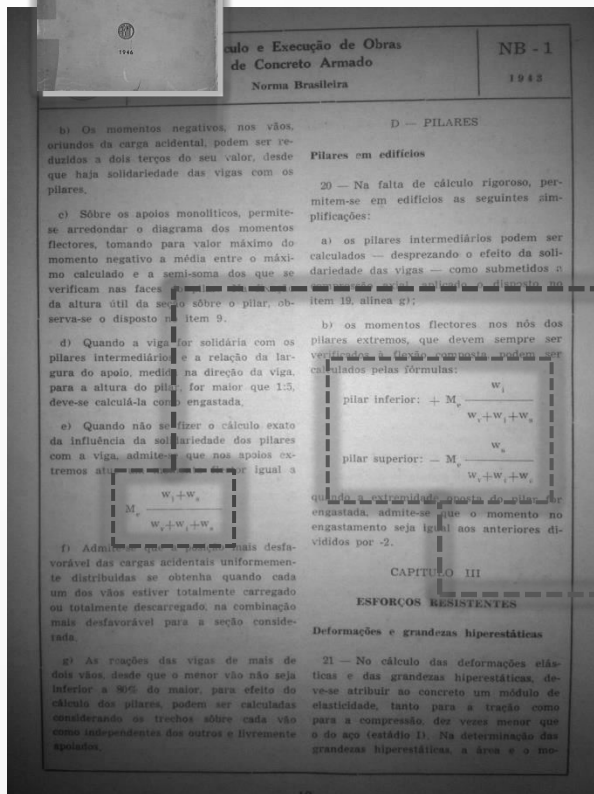
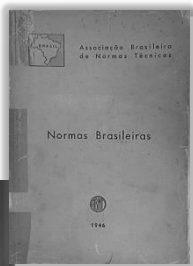


PROJETO



# DE 1940 ATÉ 2013

## Herança



*Passado e presente se misturam*



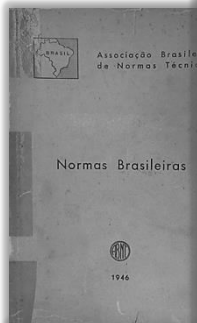
# NB-1/NBR 6118

*Importância na construção civil*

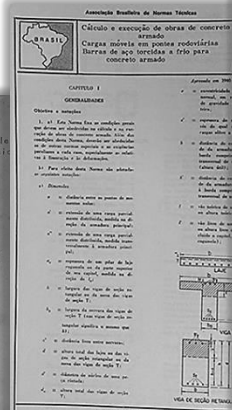
*Único país da América  
Latina com norma  
própria*



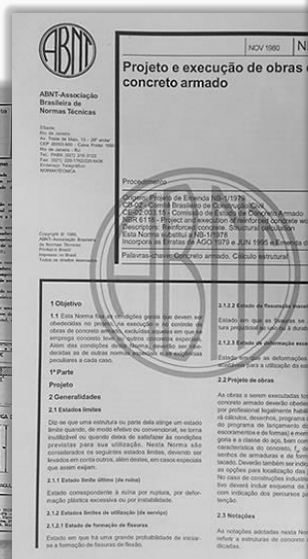
# DE 1940 ATÉ 2013



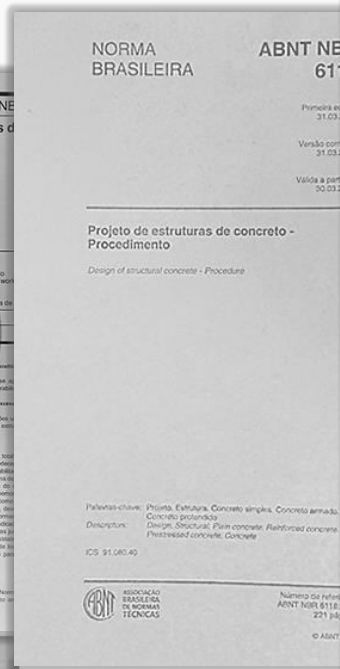
1940



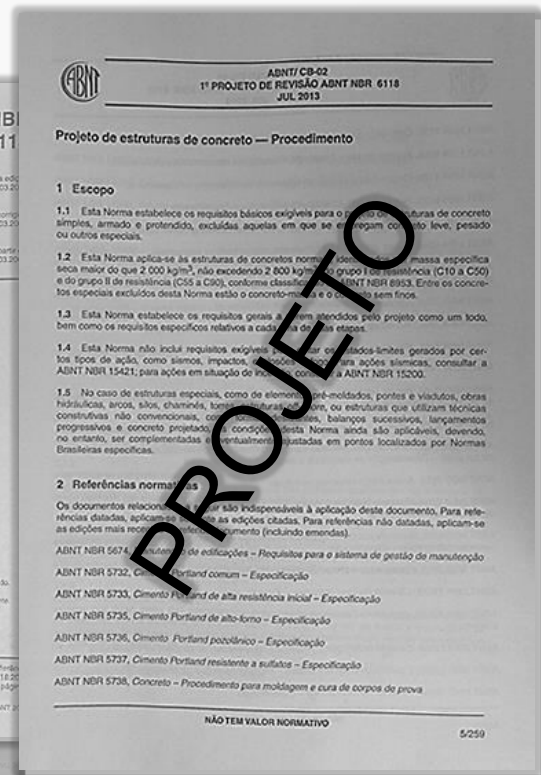
1960



1978



2003



2013

# DE 1940 ATÉ 2013



*NB-1 → NBR 6118*



*“Lei”*

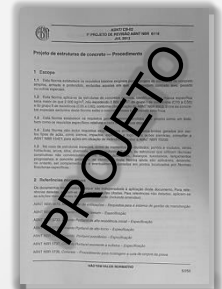
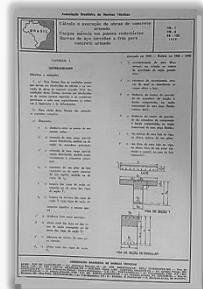
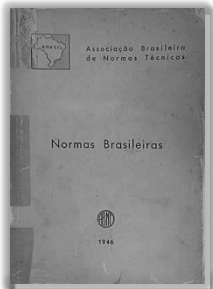


*Padrão Mundial*

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*

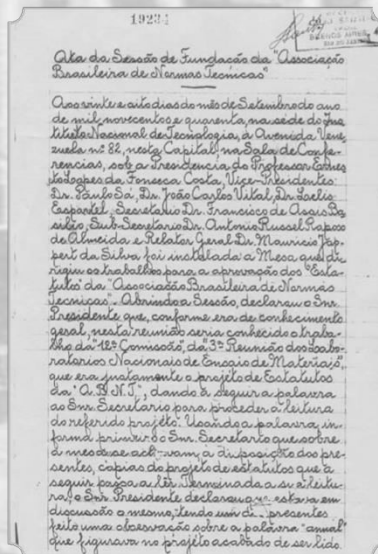


*please forgive me*

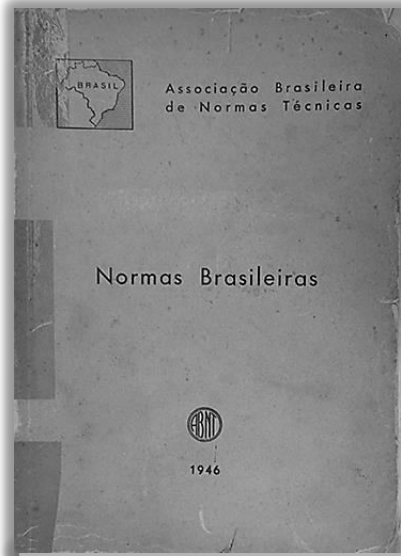
→ *Décadas de 20 e 30:*  
*avanço na construção civil*  
→ *EB-1 e MB-1 (1937)*



Associação  
Brasileira de  
Cimento Portland  
(1936)



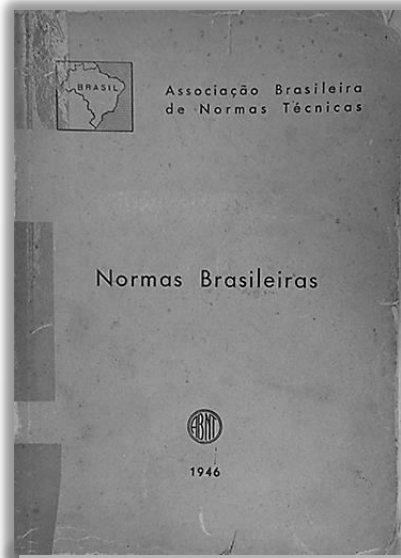
- *Fundada em 1940 (RJ)*
- *Entidade particular*



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*

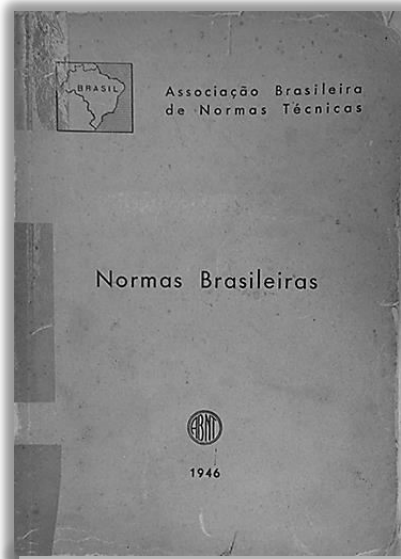
*Cap. III - Esforços Resistentes*

*Cap. IV - Disposições Construtivas*

*Cap. V - Execução de Obras*

*Cap. VI - Materiais*

*Cap. VII - Tensões Admissíveis*

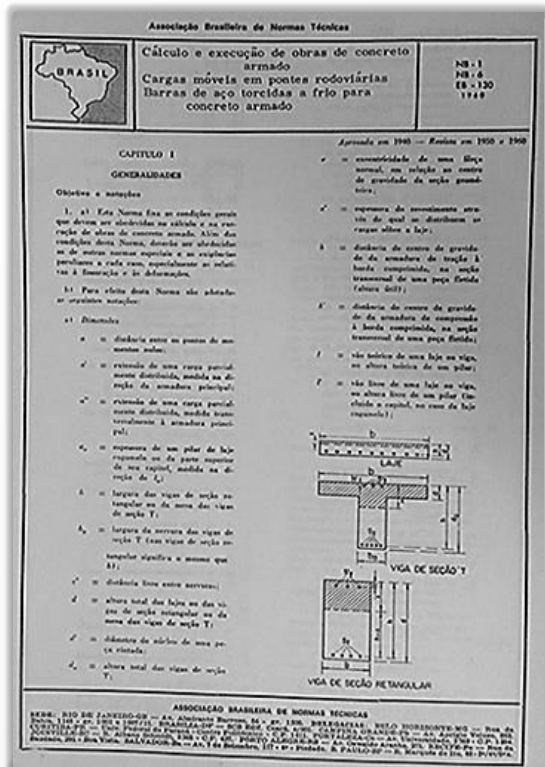


**NB-1**  
**1940**

*“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



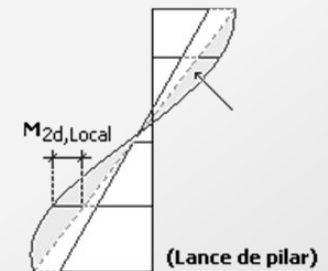
# NBR 6118:1978

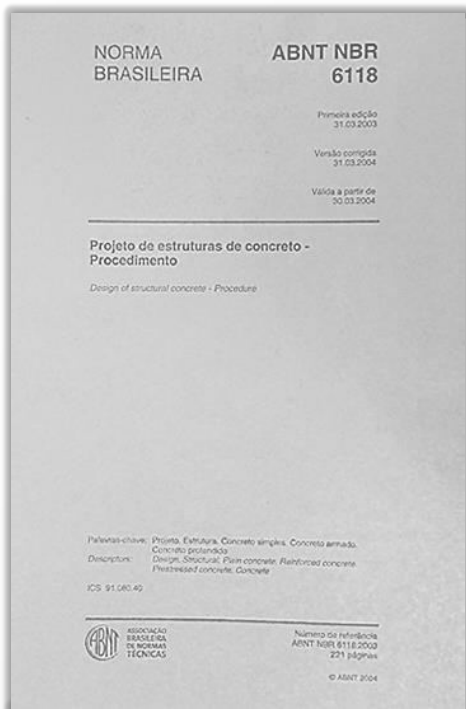
- 53 páginas A4
- Mesma capítulos
- Péricles Brasiliense Fusco, Lauro Modesto dos Santos, Augusto Carlos de Vasconcelos, Nilo Andrade do Amaral, ...
- Efeitos locais de 2ª ordem
- CT (Ibracon)



# NBR 7197

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





# NBR 6118:2003

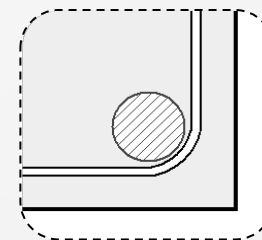
- *221 páginas A4*
- *Fernando Rebouças Stucchi, Ricardo Leopoldo e Silva França, José Zamarion Ferreira Diniz, Paulo Helene, Inês Laranjeira da Silva Battagin, ...*
- *Mais de 10 anos de trabalho*
- *Mudança expressiva*
- *Estrutura totalmente remodelada*
  - *seqüência do projeto*
- *Somente a parte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





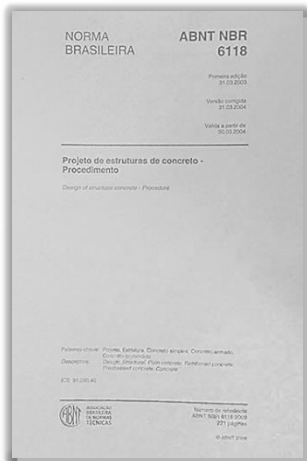
# NBR 6118:2003

- *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*

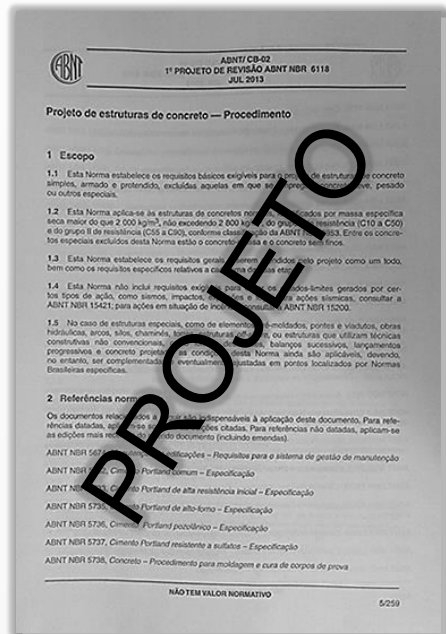
*Principais Novidades*



## FUTURO

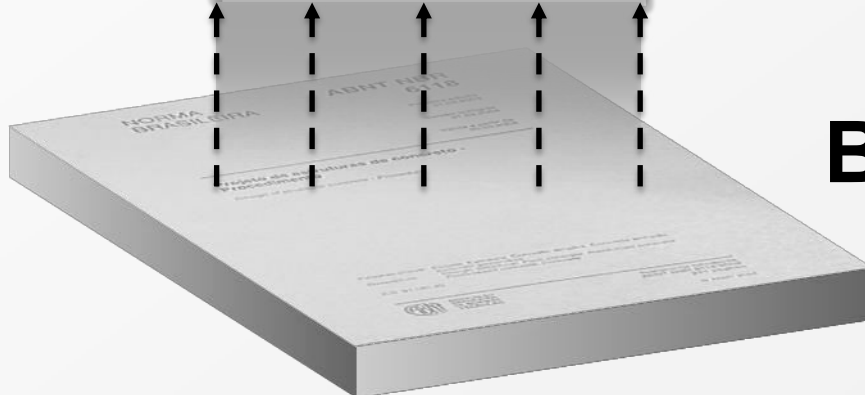
*Consulta Nacional*

*Temas Futuros*

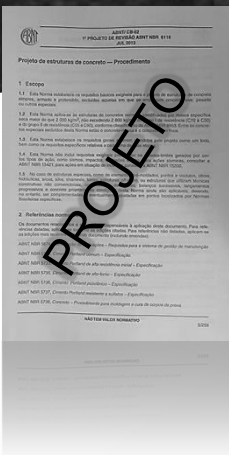


# NBR 6118:2013

- *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

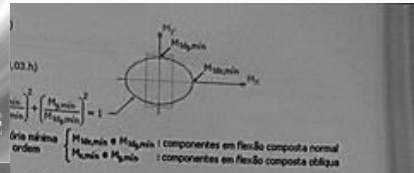


Figura 2.1 – Envoltória mínima de 1ª Ordem

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).

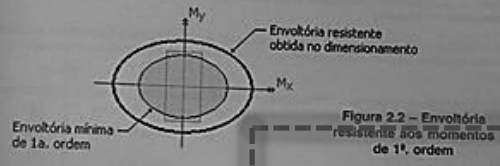


Figura 2.2 – Envoltória resistente aos momentos de 1ª ordem

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).

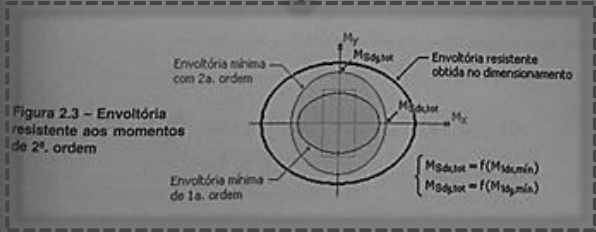
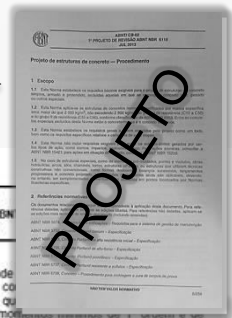


Figura 2.3 – Envoltória resistente aos momentos de 2ª ordem

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



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.

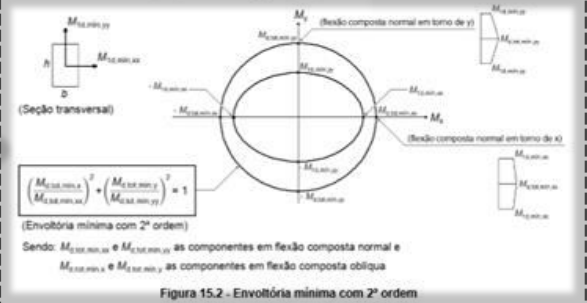


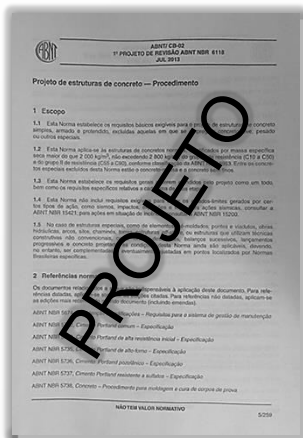
Figura 15.2 – Envoltória mínima com 2ª ordem

## 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*

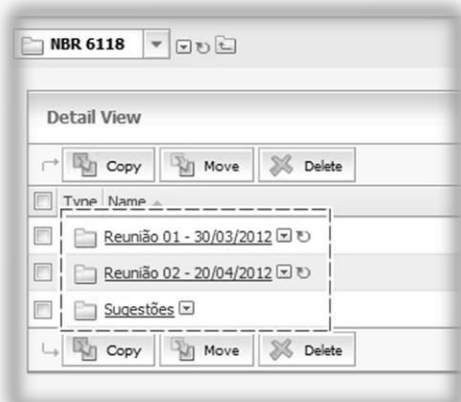
*Alio E. Kimura – secretário*

- *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            |

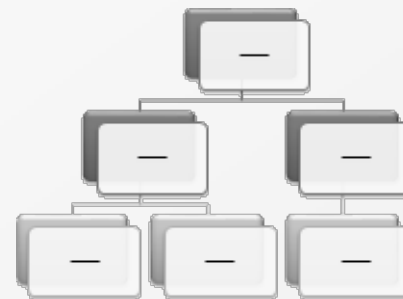
(1) Observações de forma: dizem respeito aos aspectos ou às correções de forma, acertos redacionais, alterações menores de contribuições ao conteúdo técnico à Norma, sem contudo constituírem alterações substanciais ao espírito do texto.  
(2) Cópia de Ordem Técnica: tratam de aspectos de conteúdo essencial.

- *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 <sup>3)</sup> |
|                                   |   | Cobrimento nominal<br>mm                       |    |     |                  |
| Concreto armado                   | Laje <sup>2)</sup>                          | 20   | 25 | 35  | 45               |
|                                   | Viga/Pilar                                  | 25   | 30 | 40  | 50               |
|                                   | Elementos estruturais em contato com o solo | 30   |    | 40  | 50               |
| Concreto protendido <sup>1)</sup> | Laje  | 25   | 30 | 40  | 50               |
|                                   | Viga/Pilar                                  | 30   | 35 | 45  | 55               |

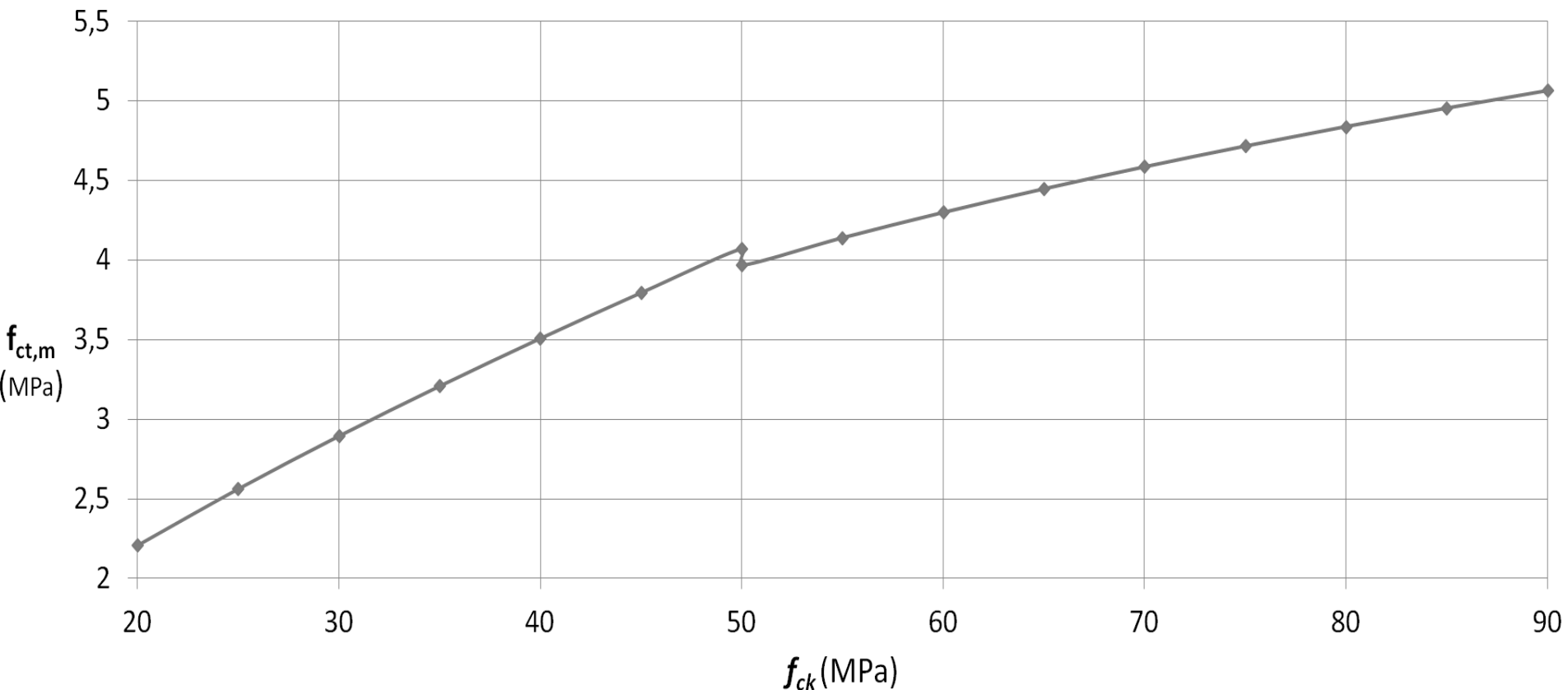
# Seção 8

## 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

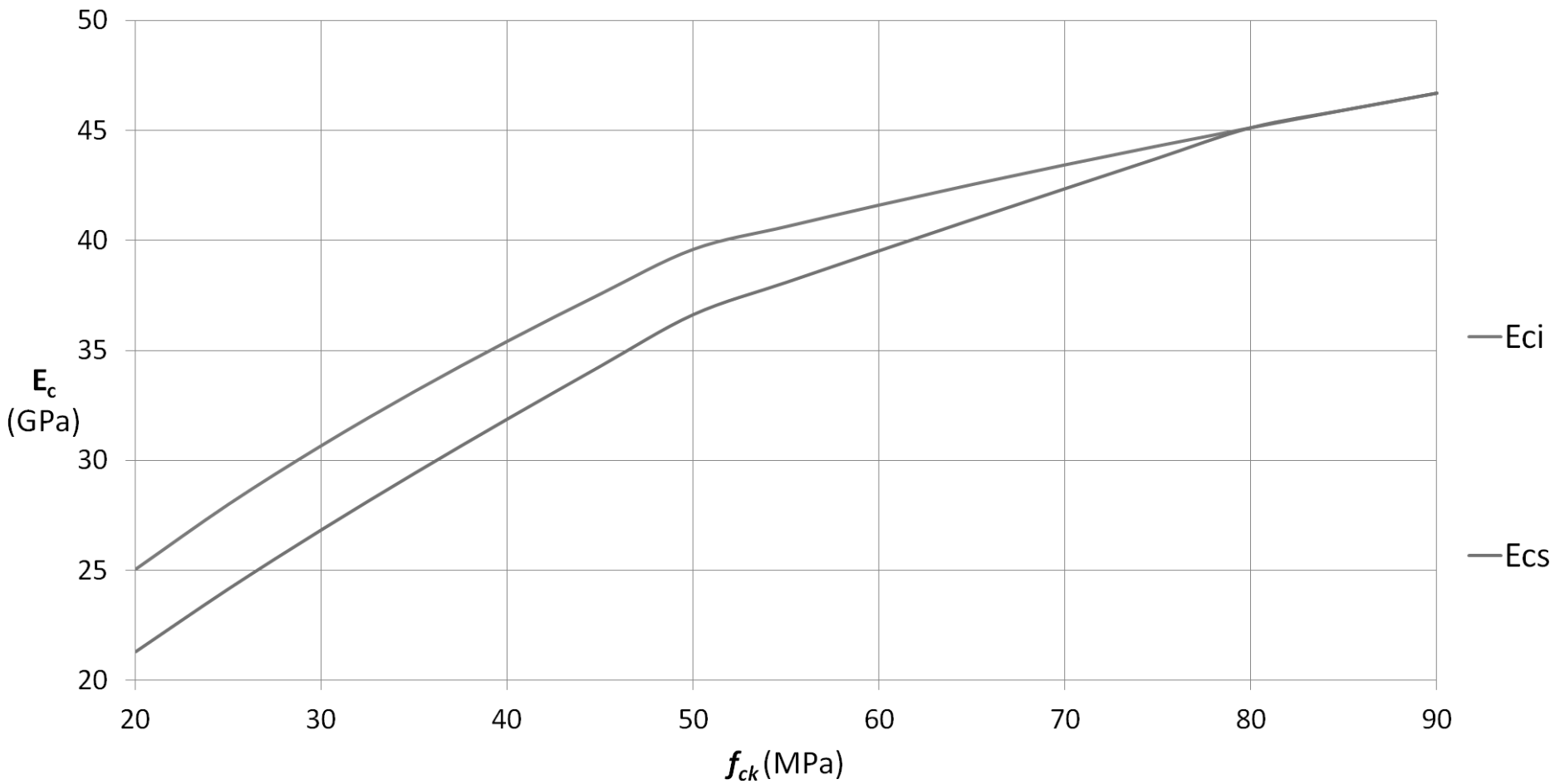
$\alpha_E = 0,9$  para calcário

$\alpha_E = 0,7$  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:

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

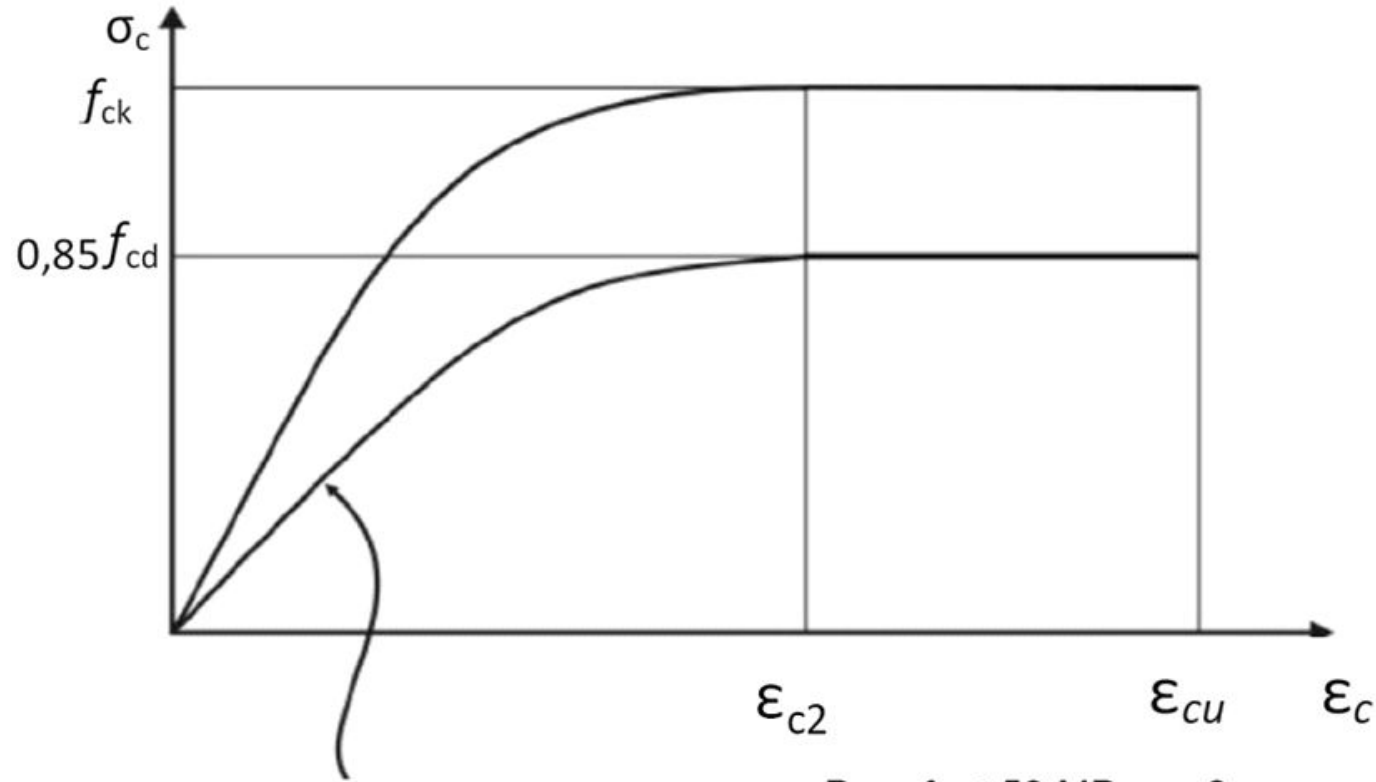
$$E_{ci}(t) = \left[ \frac{f_c(t)}{f_c} \right]^{0,3} \cdot E_{ci}, \text{ para os concretos do grupo II}$$

$E_{ci}(t)$  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:

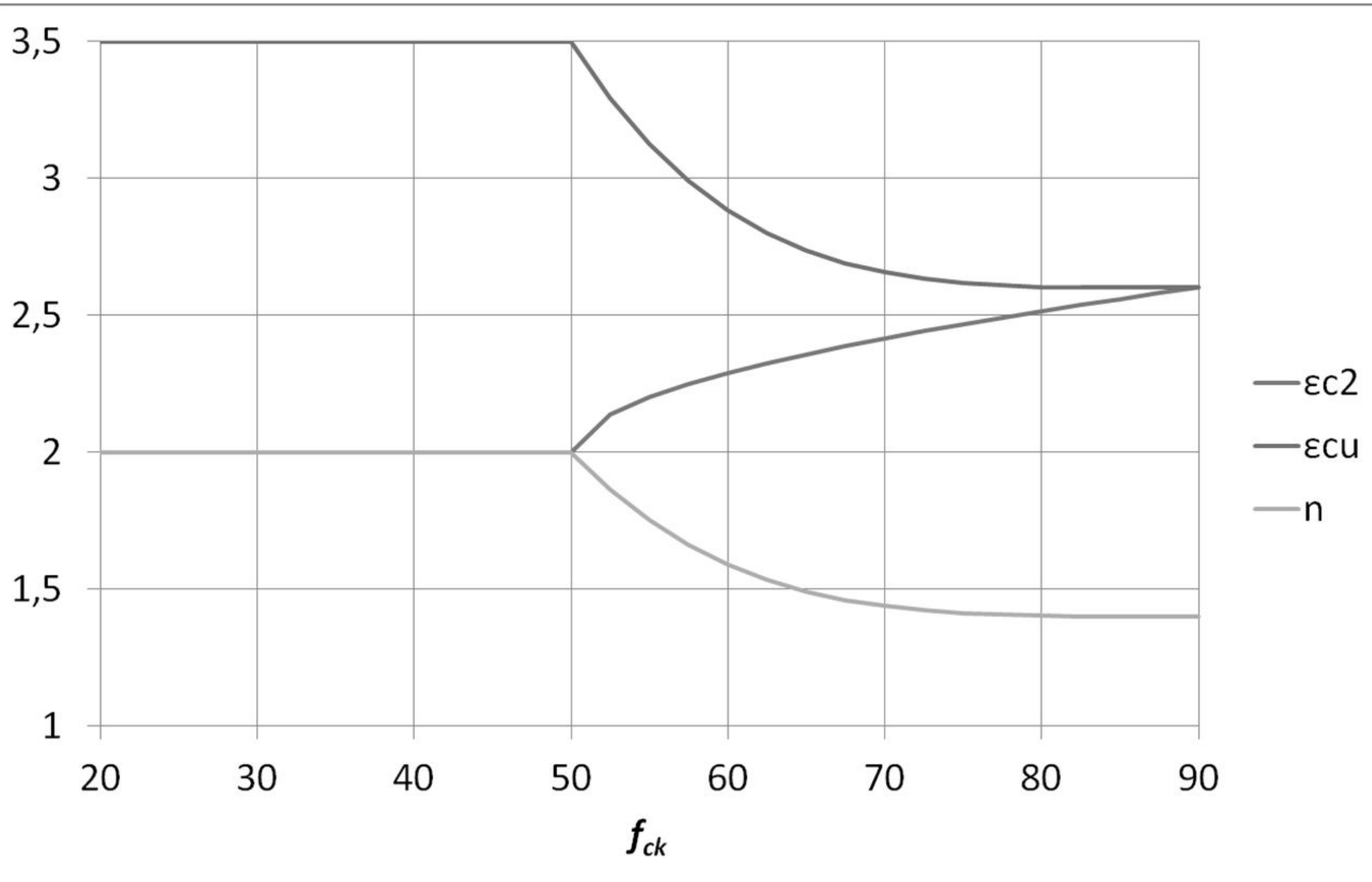
$$\varepsilon_{c2} = 2,0^0/_{00};$$

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

- 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    |       |
| $\varphi(t_{\infty}, t_0)$<br>Concreto das classes C20 a C45 | $t_0$<br>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   |
| $\varphi(t_{\infty}, t_0)$<br>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   |
| $\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$<br>‰                     |               | 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

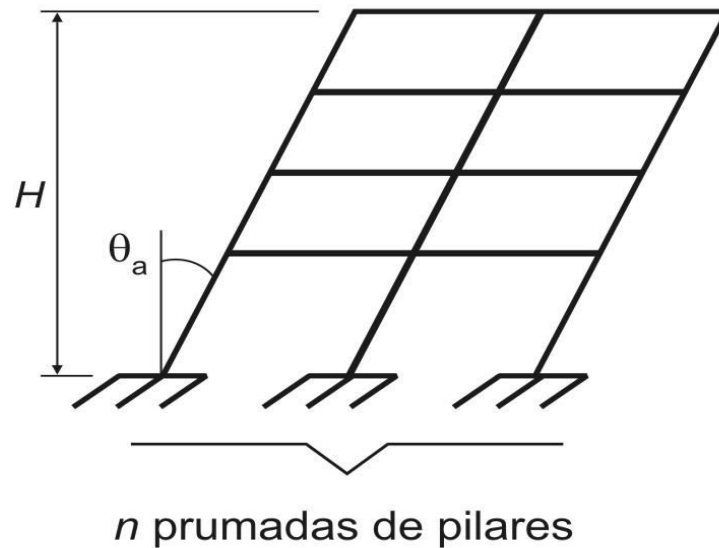
Passa a ser exigida uma resistência de ensaio no mínimo 15% maior que a de escoamento da barra a ser emendada.



# 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.

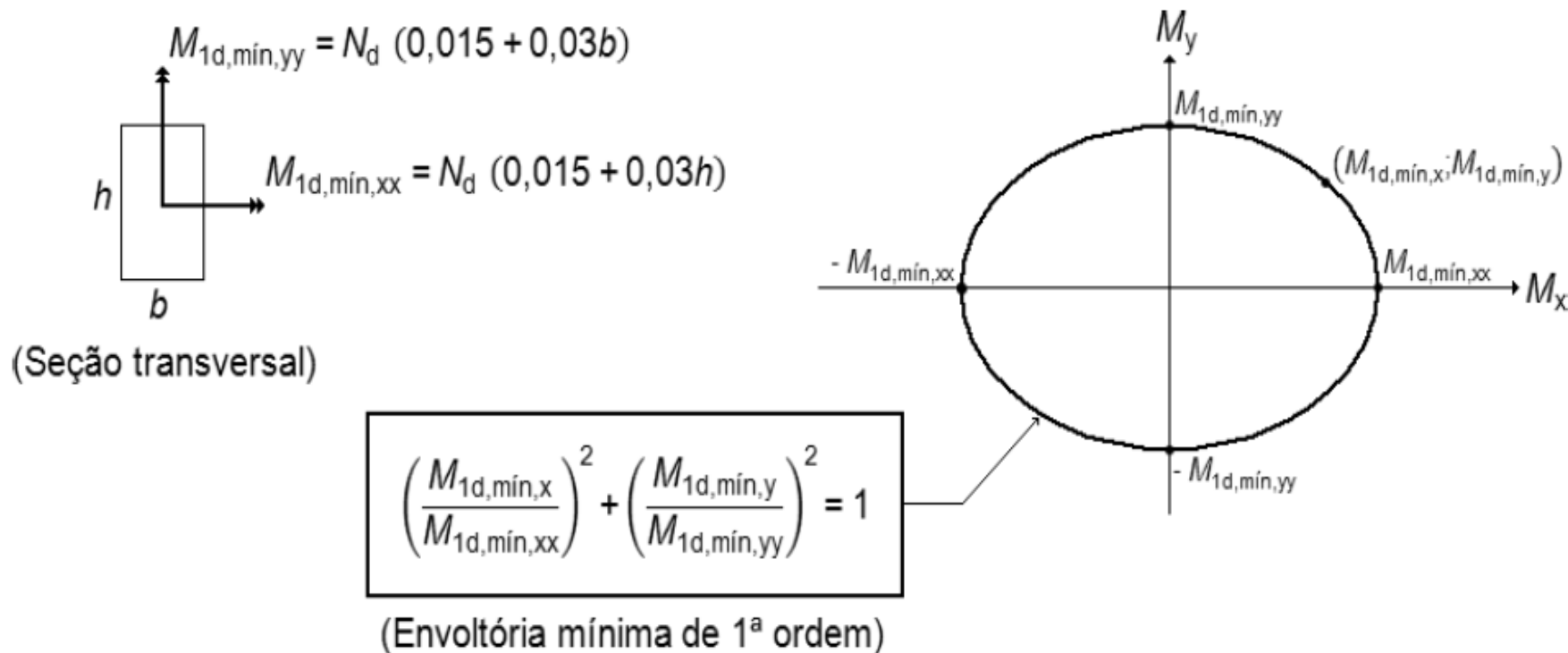
A comparação pode ser feita com os momentos totais na base da construção. devendo-se considerar o desaprumo correspondente a  $\theta_1$  e não a  $\theta_{1\text{mín}}$ .

Quando a superposição for necessária, deve-se combinar com o vento o desaprumo correspondente a  $\theta_1$ , 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  $\gamma_n$ :

|            |           |      |      |      |      |      |
|------------|-----------|------|------|------|------|------|
| $b$<br>cm  | $\geq 19$ | 18   | 17   | 16   | 15   | 14   |
| $\gamma_n$ | 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  $\gamma_n$  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  $\gamma_n$ .

|            |           |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|------------|-----------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $h$<br>cm  | $\geq 19$ | 18   | 17   | 16   | 15   | 14   | 13   | 12   | 11   | 10   |
| $\gamma_n$ | 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  $\gamma_n$  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  $\delta M$ , em uma seção transversal, a profundidade da linha neutra, para o momento reduzido  $\delta M$ , deve ser limitada a:

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

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

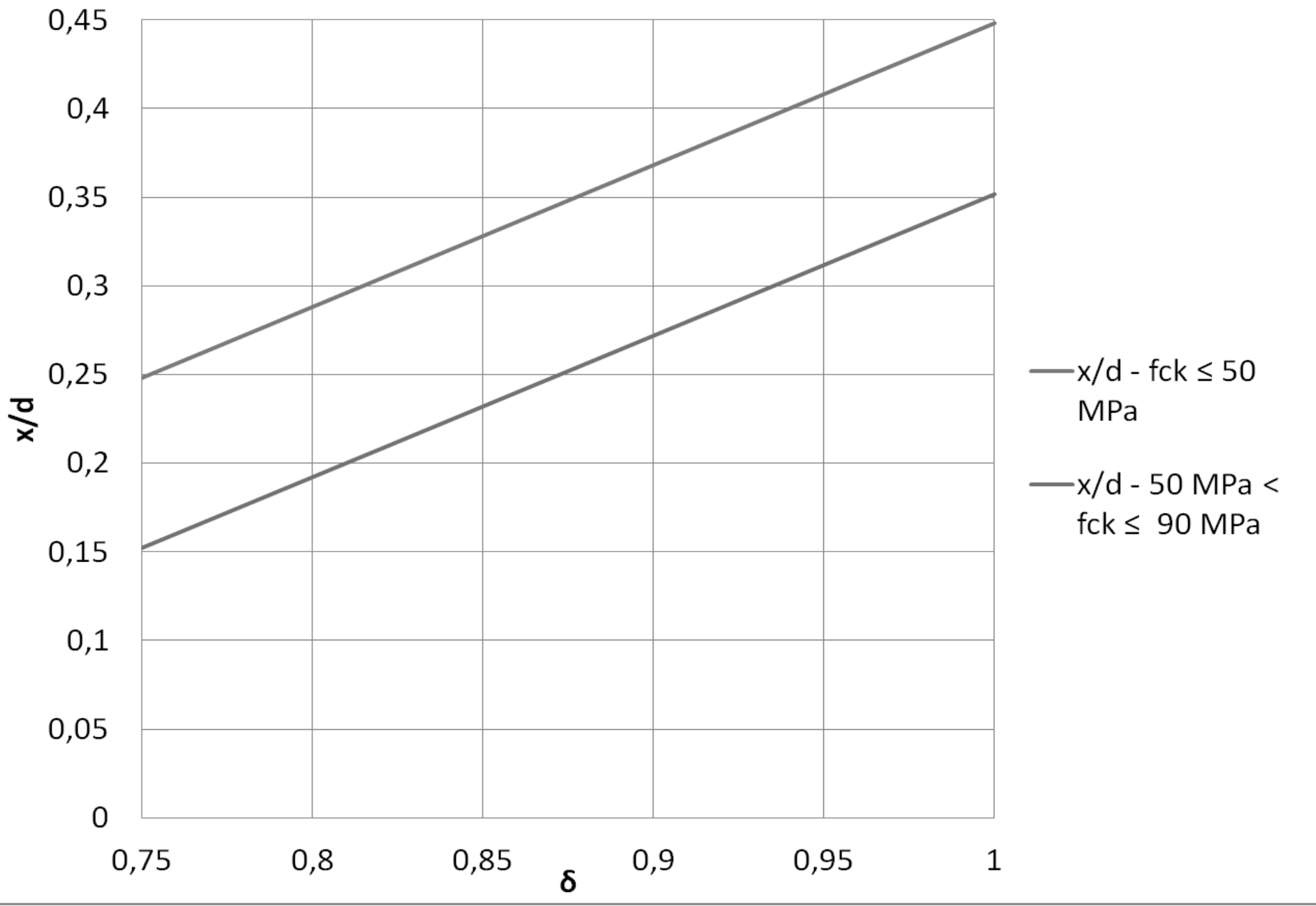
O coeficiente de redistribuição deve, ainda, obedecer aos seguintes limites:

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

$\delta \geq 0,75$  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.

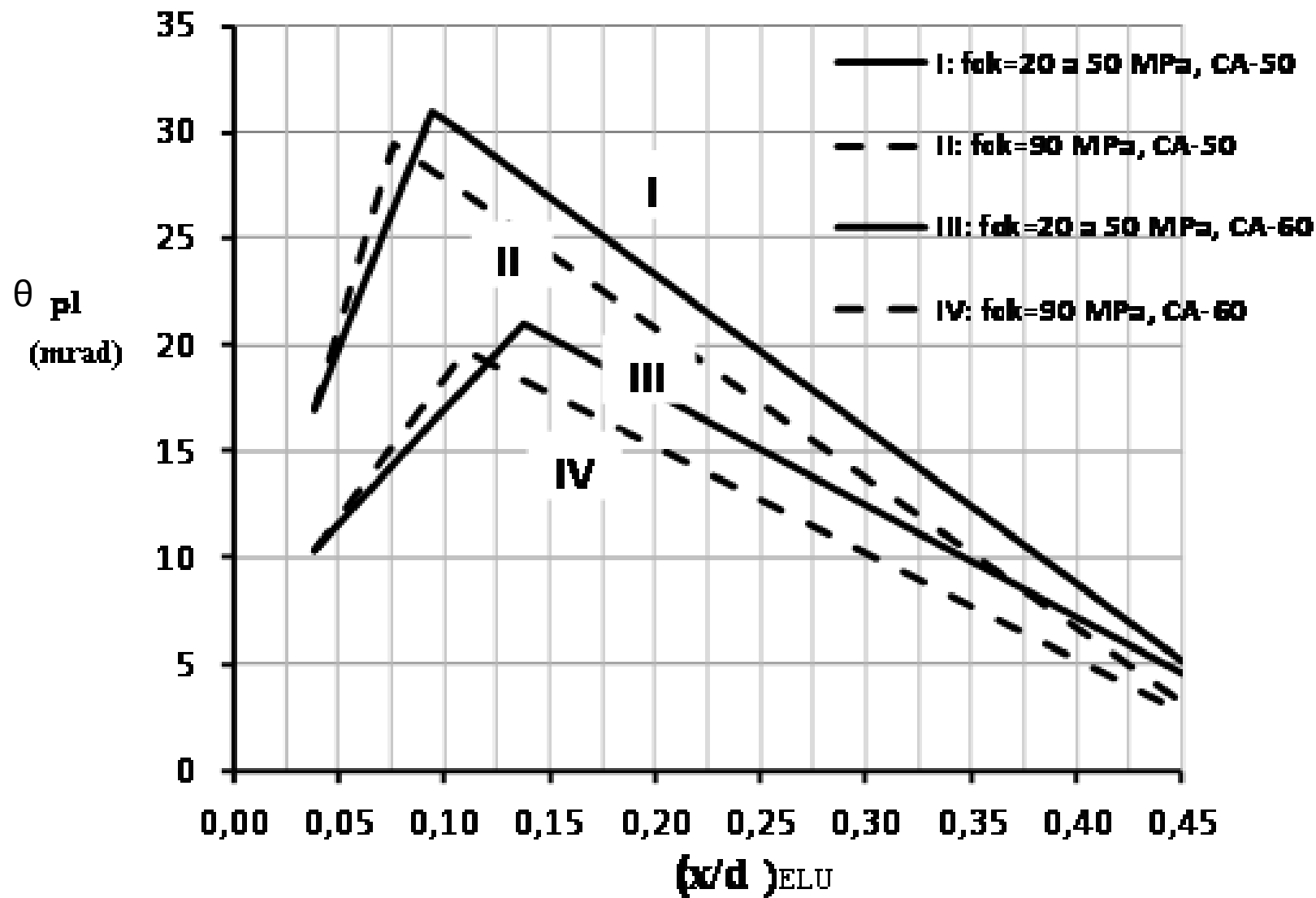




#### **14.6.4.4 Análise não-linear com verificação explícita da rotação plástica**

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  $5 \text{ kN/m}^2$  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:

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

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

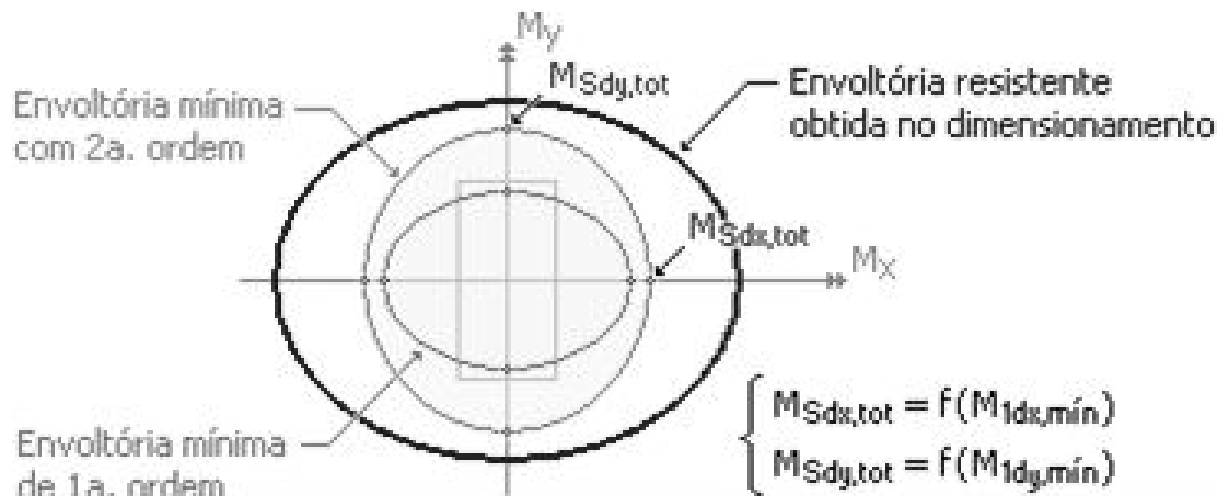
Deve ser adotada, para lajes retangulares, razão mínima de 1,5:1 entre momentos de borda e momentos no vão.

# Seção 15

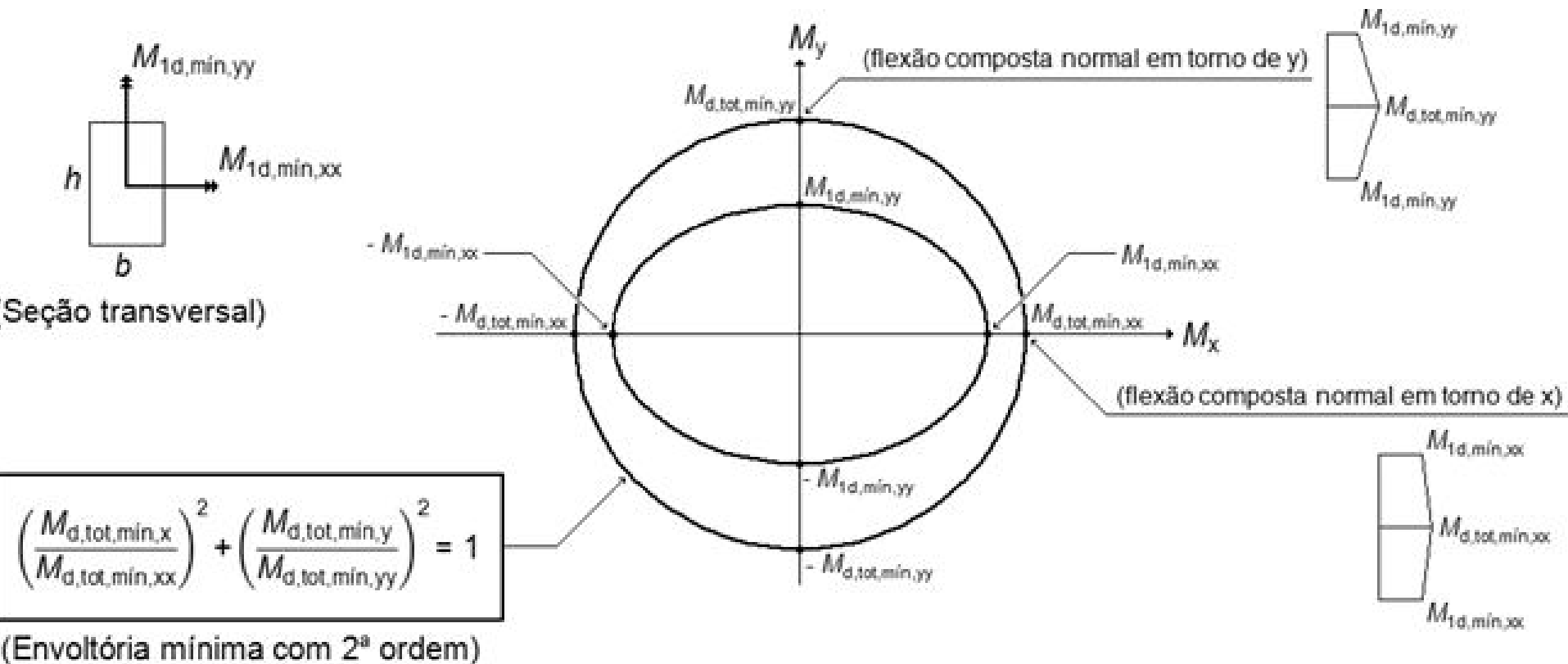
## Instabilidade e efeitos de 2ª ordem

### 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  $\gamma_z$  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

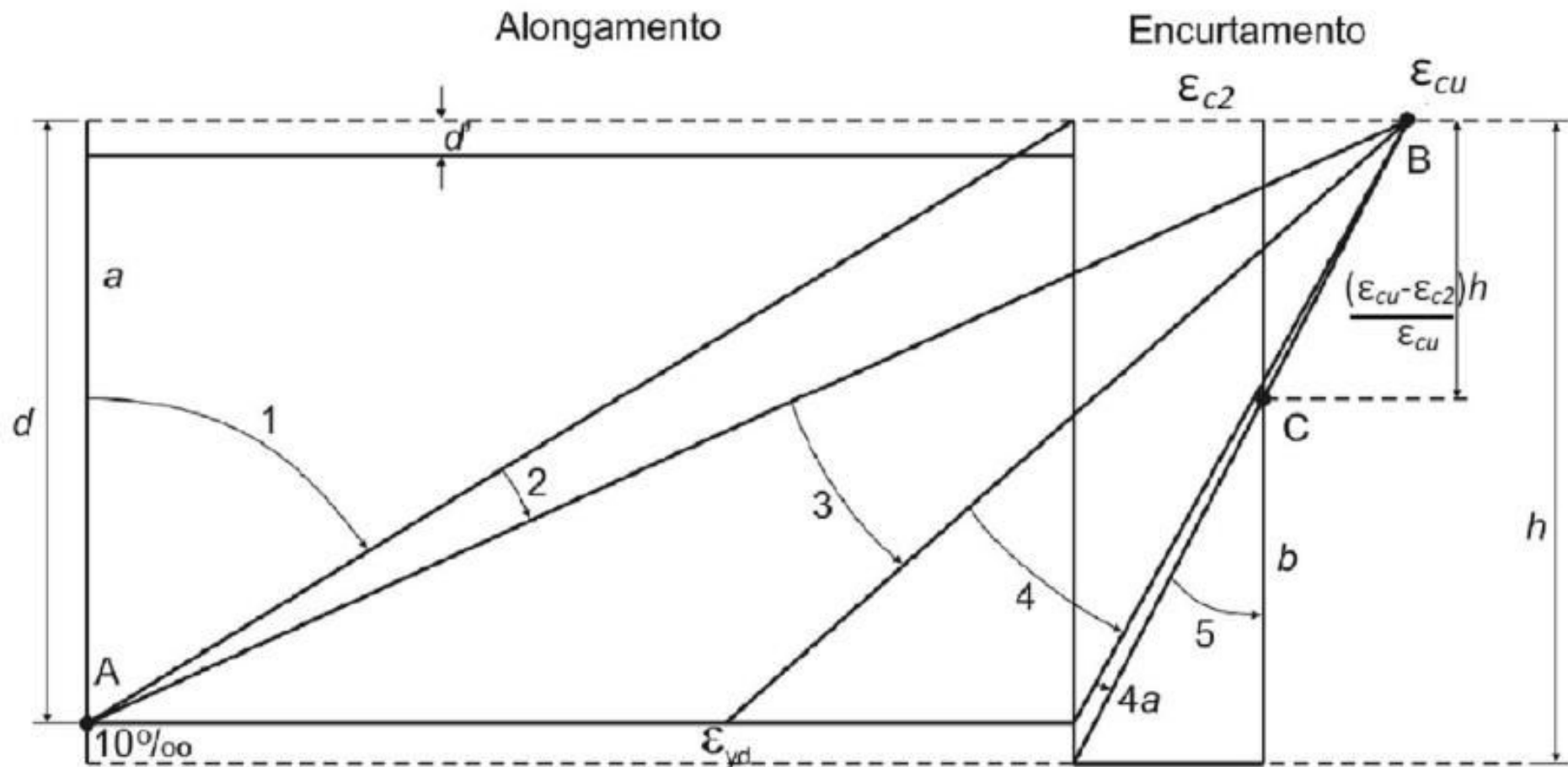
Em pilares parede:

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  $M_{yid} < M_{1dmin}$ .

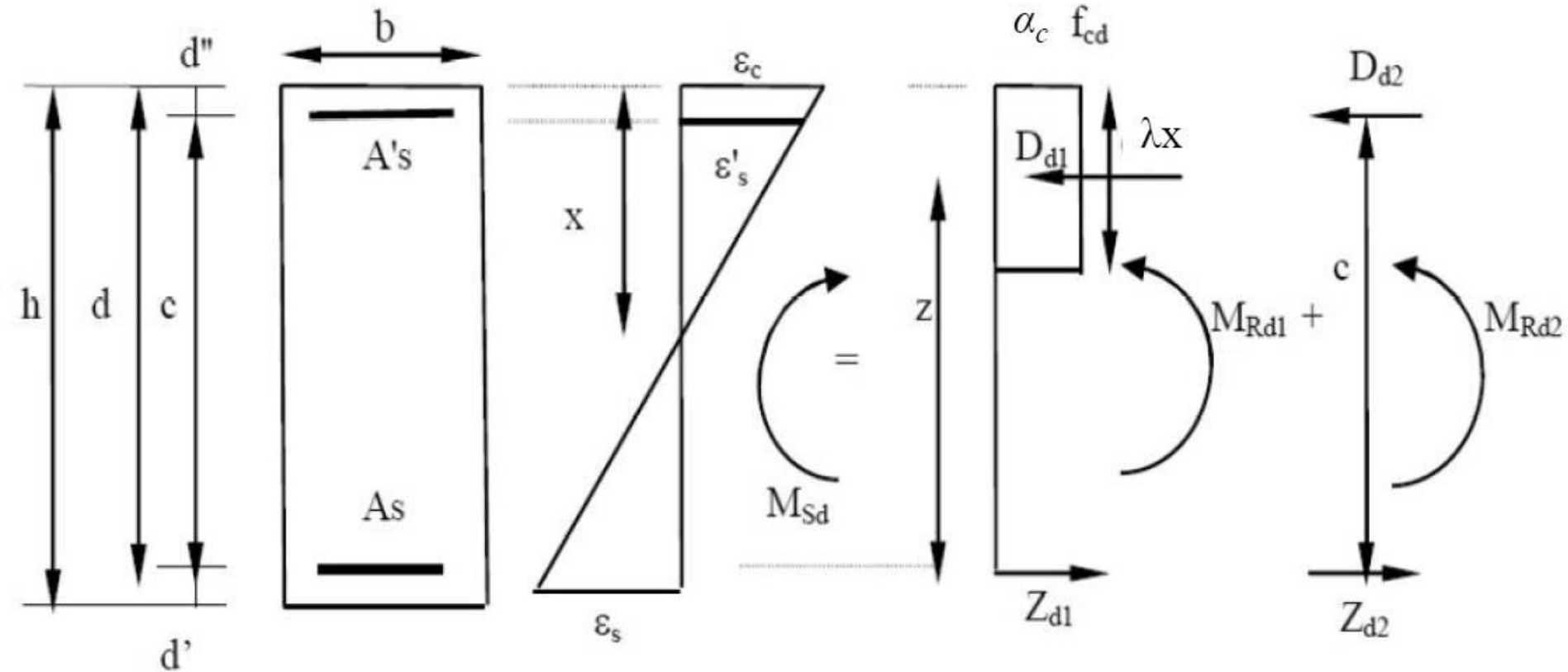
# Seção 17

## 17.2.2 Hipóteses básicas

### Figura 17.1 - Domínios de estado limite último



# RETANGULARIZAÇÃO DO DIAGRAMA



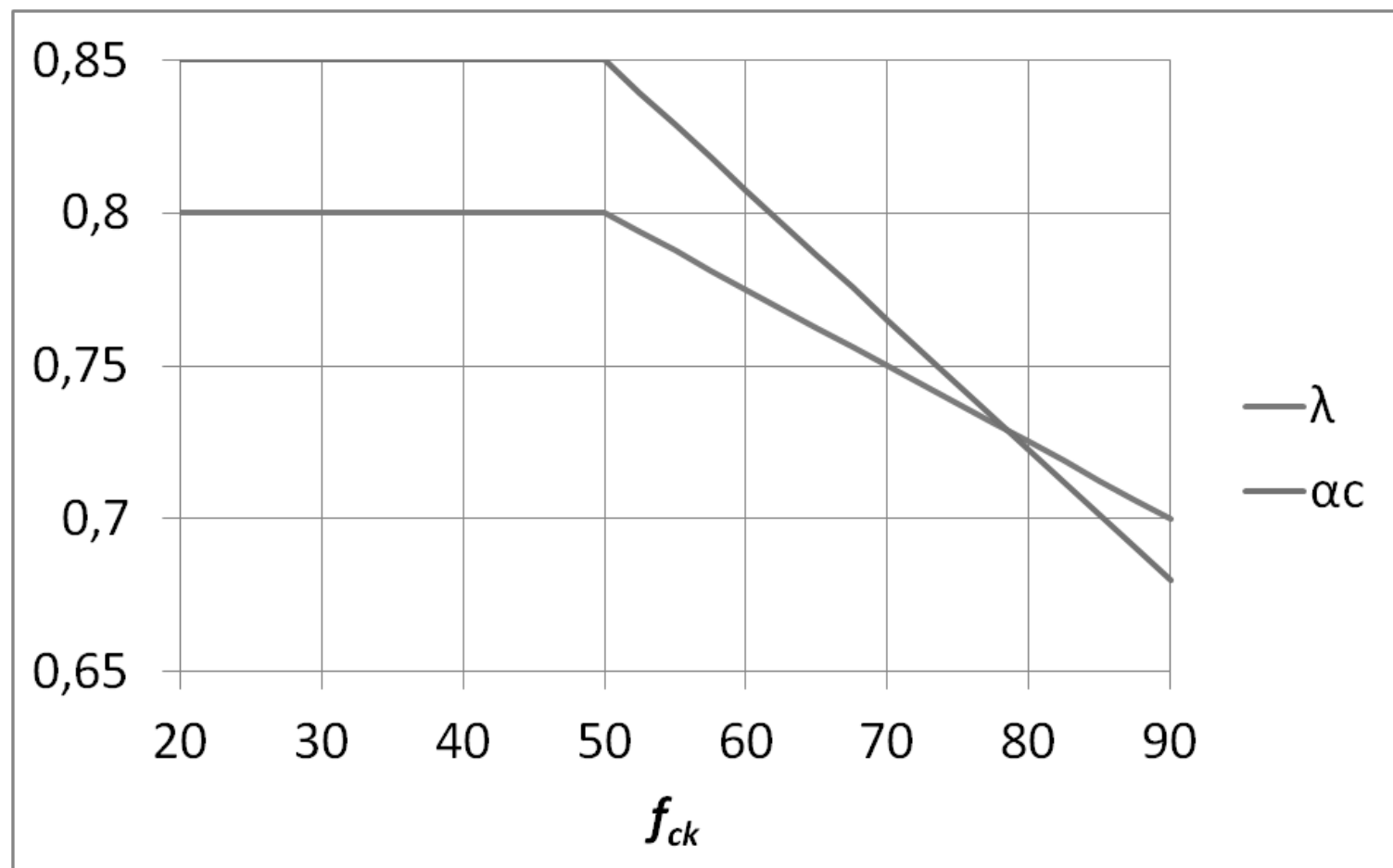
( $0,9 \alpha_c f_{cd}$  no caso da largura da seção, diminuir a partir da linha neutra para a borda comprimida)

$\lambda = 0,8$  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

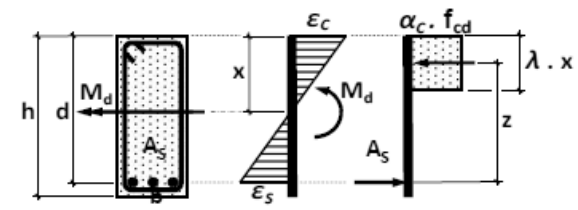
Tabela de Dimensionamento de Seção Retangular - NBR 6118: 2012 (Projeto de revisão)

|                |      |       |       |       |       |       |       |       |      |
|----------------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| $f_{ck}$ [MPa] | ≤50  | 55    | 60    | 65    | 70    | 75    | 80    | 85    | 90   |
| $\lambda$      | 0,8  | 0,788 | 0,775 | 0,763 | 0,75  | 0,738 | 0,725 | 0,713 | 0,7  |
| $\alpha_c$     | 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:  $\sigma_{Sd} = 50 / 1,15$   
 $\sigma_{Sd} = 43,47 \text{ kN/cm}^2$

$x = k_x \cdot d$        $z = k_z \cdot d$

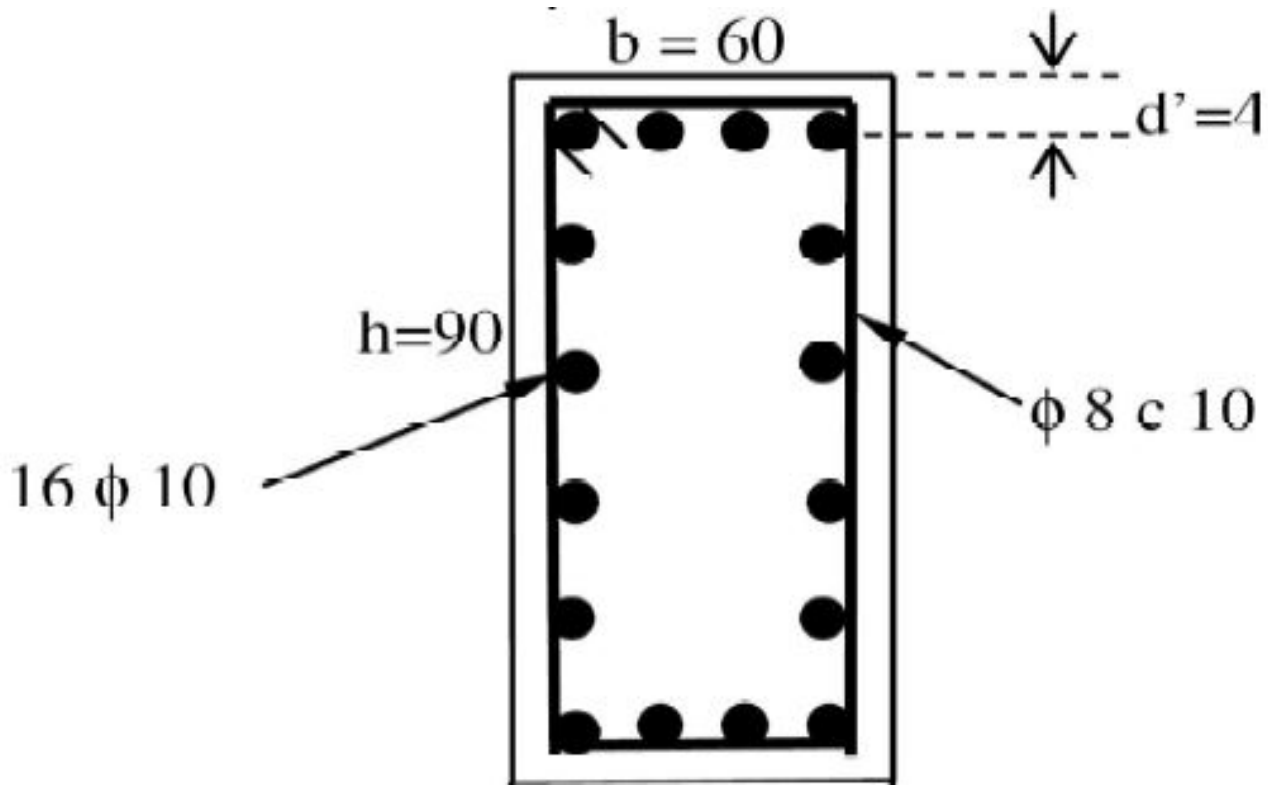
**Tabela 17.3 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas**

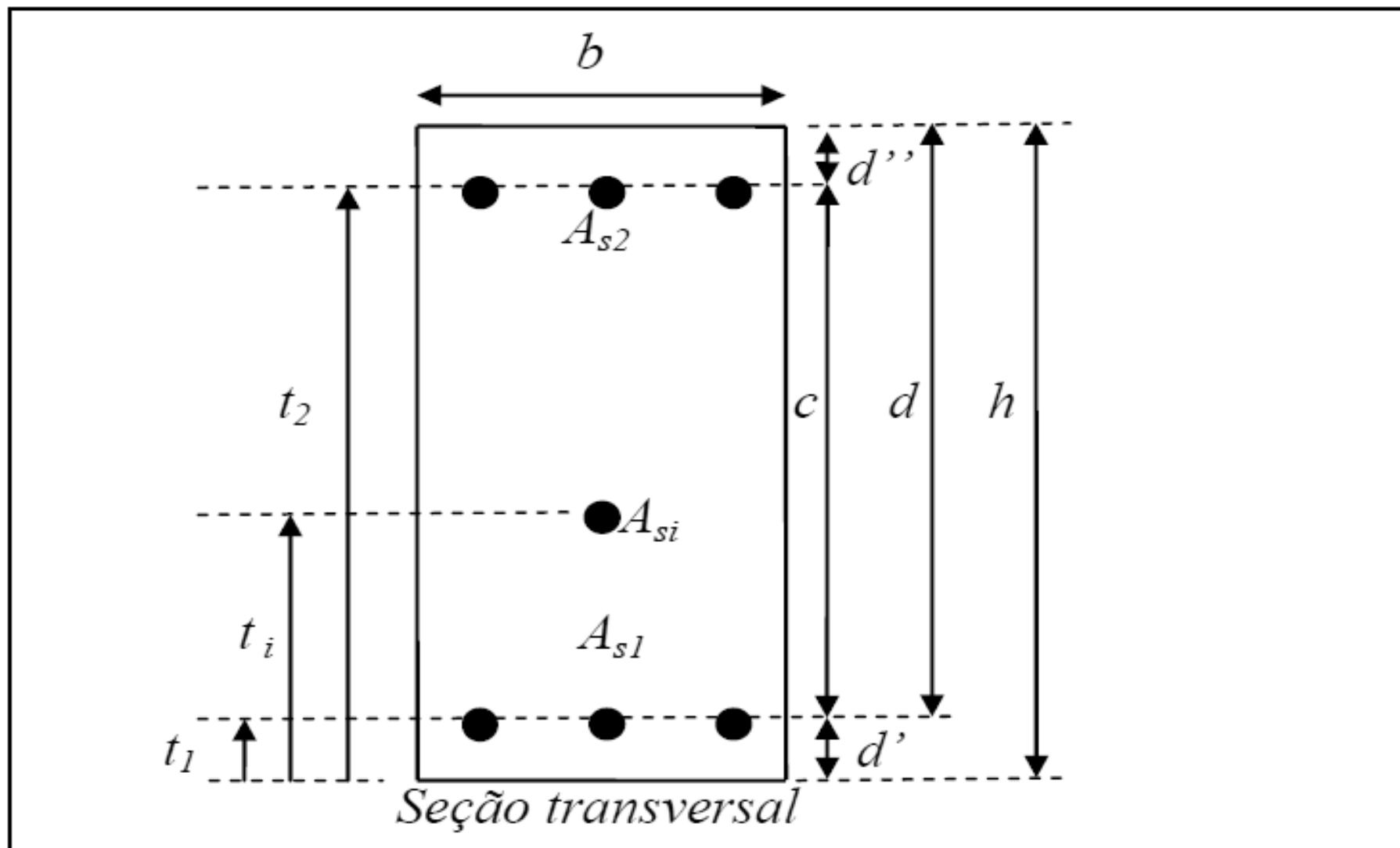
| Forma da seção | Valores de $\rho_{\min}^{1)}$ ( $A_{s,\min}/A_c$ ) |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|----------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                | %  |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|                | 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 |

<sup>1)</sup> Os valores de  $\rho_{\min}$  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,  $\rho_{\min}$  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 <sup>2</sup> ) | 35714 |
| $\alpha_c / 0,85$             | 1     |
| $\lambda$                     | 0,8   |

| Aço CA50A                      |       |
|--------------------------------|-------|
| $f_{yk}$ (kN/cm <sup>2</sup> ) | 50    |
| $E_s$ (kN/cm <sup>2</sup> )    | 21000 |
| $\epsilon_{yd}$ (‰)            | 2,070 |
| $f_{yd}$ (kN/cm <sup>2</sup> ) | 43,48 |

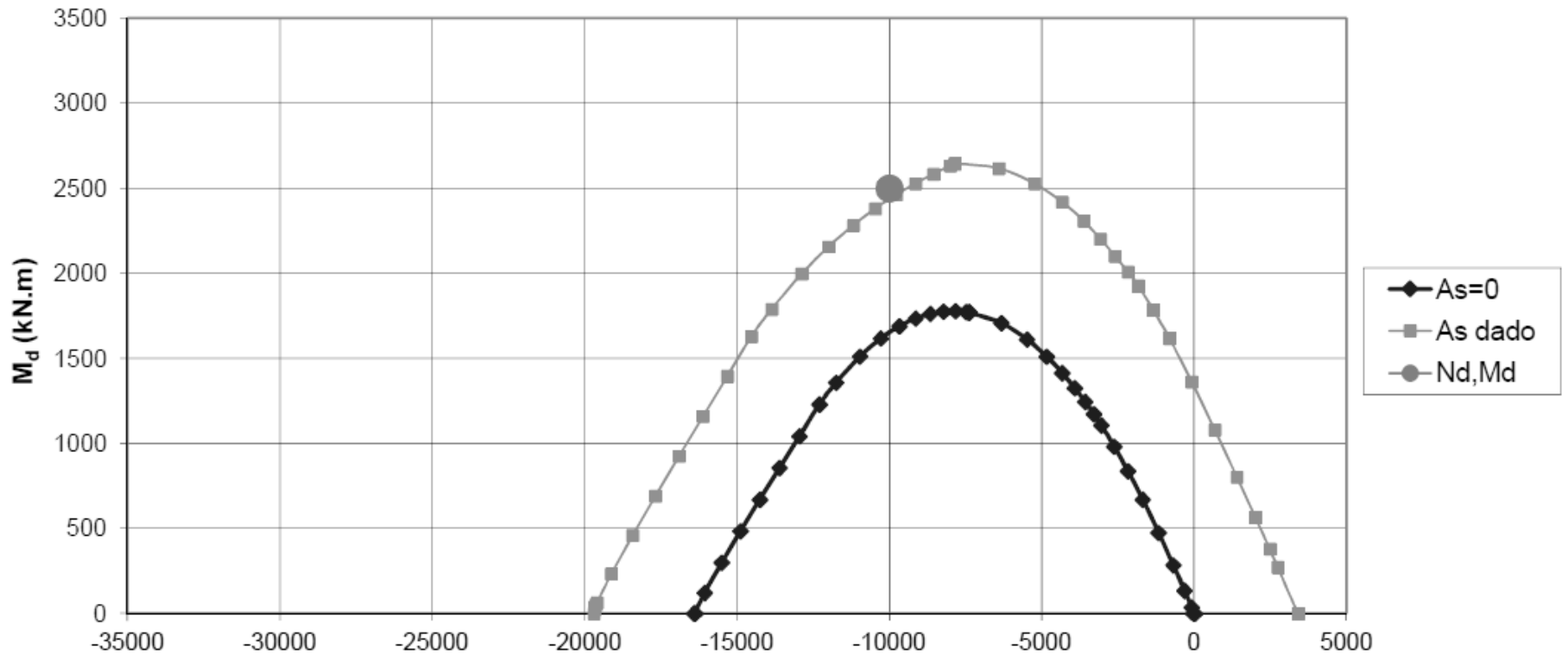
### Disposição das Armaduras

| Camadas | Barras | Bitola | $A_{si}$ (cm <sup>2</sup> ) | $d_i$ (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 |

|                     |       |
|---------------------|-------|
| $\epsilon_{c2}$ (‰) | -2,00 |
| $\epsilon_{c1}$ (‰) | -3,50 |
| $\epsilon_{c3}$ (‰) | -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 <sup>2</sup> ) | 50000 |
| $\alpha_c / 0,85$             | 0,9   |
| $\lambda$                     | 0,75  |

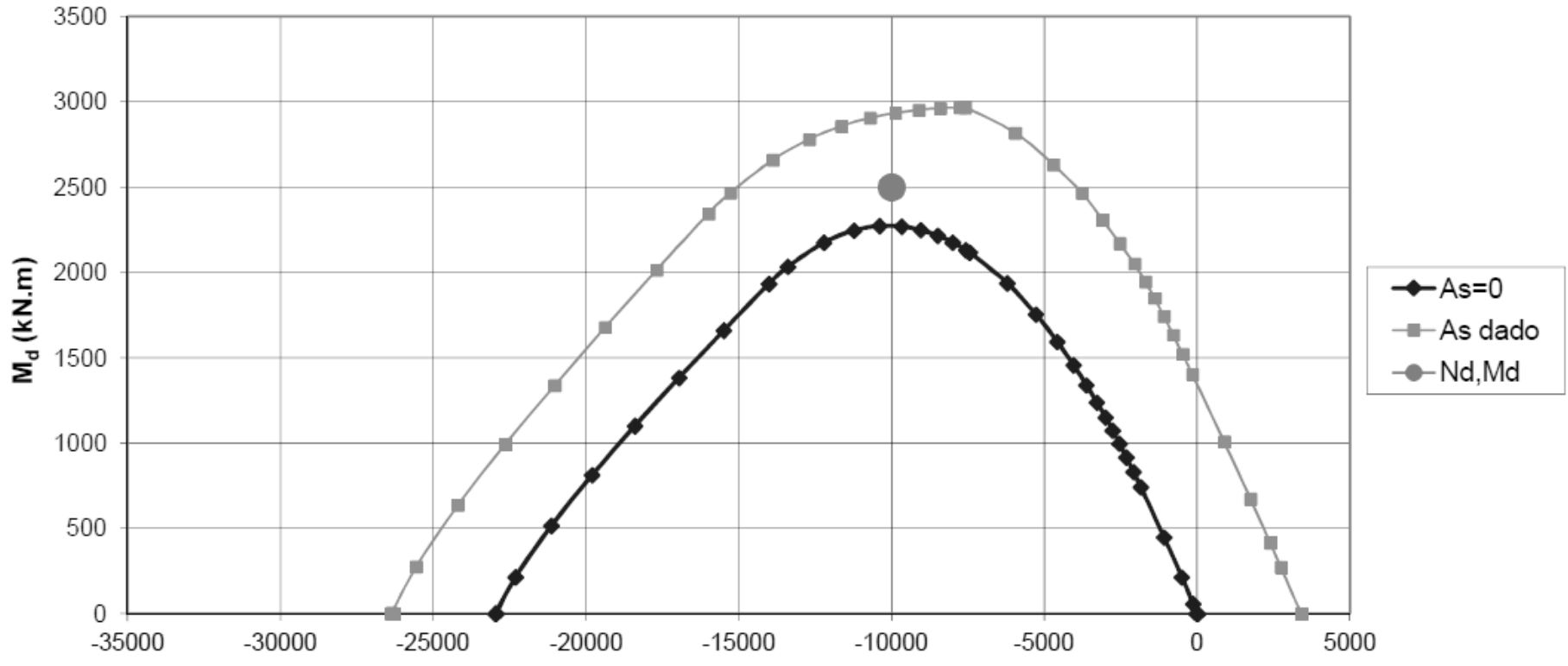
| Aço CA50A                      |       |
|--------------------------------|-------|
| $f_{yk}$ (kN/cm <sup>2</sup> ) | 50    |
| $E_s$ (kN/cm <sup>2</sup> )    | 21000 |
| $\epsilon_{yd}$ (‰)            | 2,070 |
| $f_{yd}$ (kN/cm <sup>2</sup> ) | 43,48 |

| Disposição das Armaduras |        |        |                             |           |
|--------------------------|--------|--------|-----------------------------|-----------|
| Camadas                  | Barras | Bitola | $A_{si}$ (cm <sup>2</sup> ) | $d_i$ (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 |

|                     |       |
|---------------------|-------|
| $\epsilon_{c2}$ (‰) | -2,42 |
| $\epsilon_{cu}$ (‰) | -2,60 |
| $\epsilon_{c3}$ (‰) | -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 <sup>2</sup> ) | 64286 |
| $\alpha_c / 0,85$             | 0,8   |
| $\lambda$                     | 0,7   |

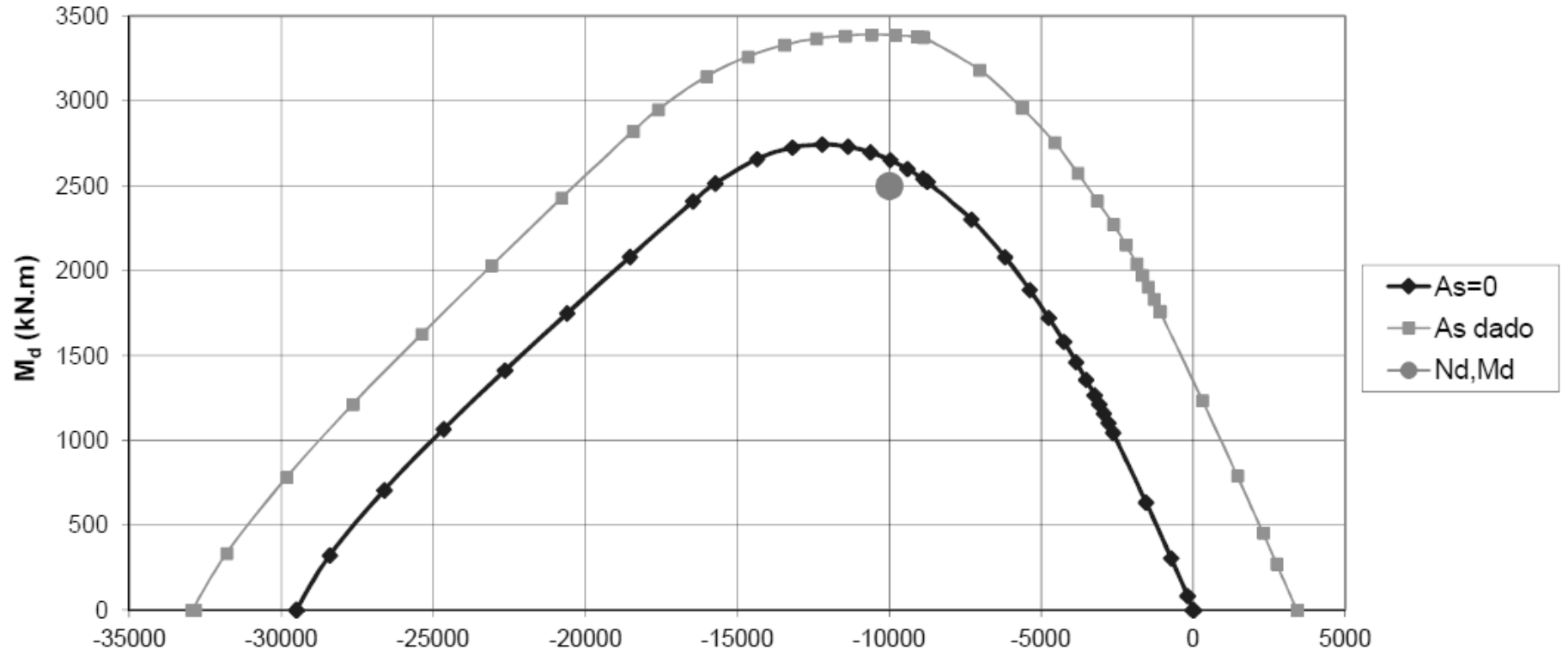
| Aço CA50A                      |       |
|--------------------------------|-------|
| $f_{yk}$ (kN/cm <sup>2</sup> ) | 50    |
| $E_s$ (kN/cm <sup>2</sup> )    | 21000 |
| $\epsilon_{yd}$ (‰)            | 2,070 |
| $f_{yd}$ (kN/cm <sup>2</sup> ) | 43,48 |

| Disposição das Armaduras |        |        |                             |           |
|--------------------------|--------|--------|-----------------------------|-----------|
| Camadas                  | Barras | Bitola | $A_{si}$ (cm <sup>2</sup> ) | $d_i$ (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 |

|                     |       |
|---------------------|-------|
| $\epsilon_{c2}$ (‰) | -2,60 |
| $\epsilon_{cu}$ (‰) | -2,60 |
| $\epsilon_{c3}$ (‰) | -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).

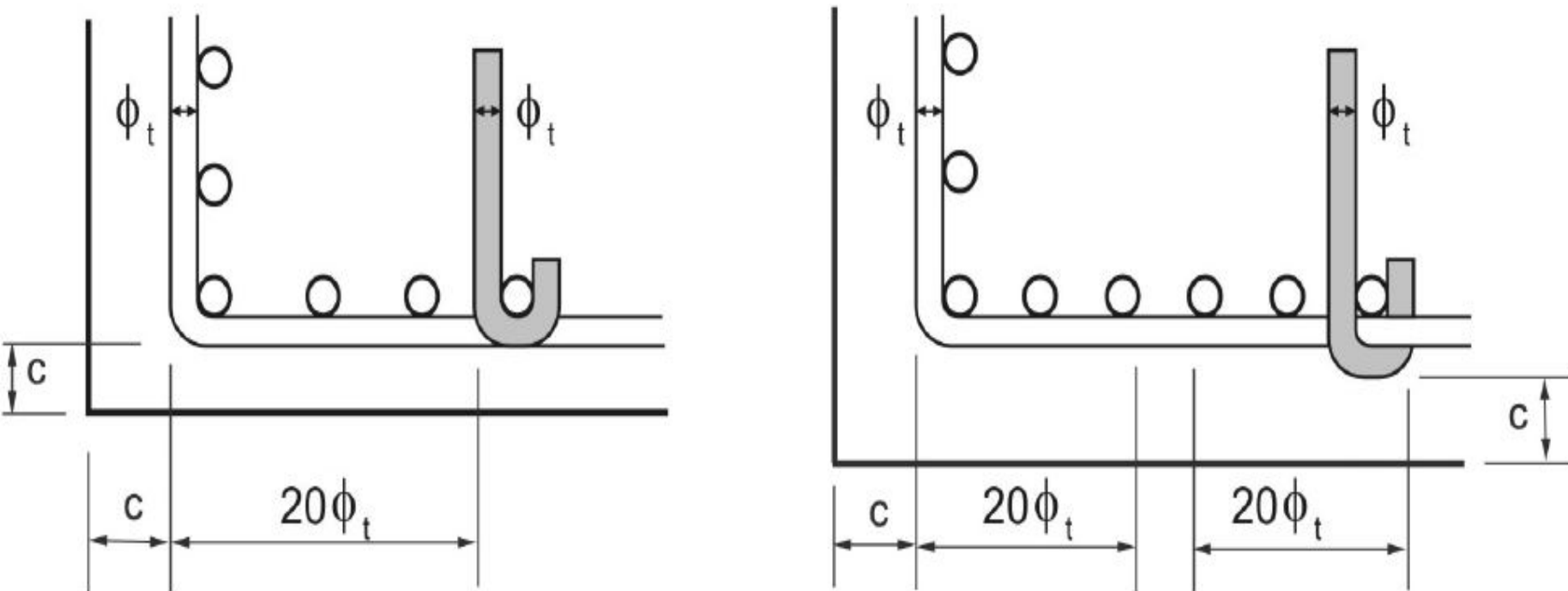


## 17.5.1.2 Torção – Armaduras

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

# 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  | $\rho_s \geq \rho_{min}$  | $\rho_s \geq \rho_{min} - \rho_p \geq 0,67 \rho_{min}$     | $\rho_s \geq \rho_{min} - 0,5\rho_p \geq 0,67 \rho_{min}$<br>(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<br>$A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$<br>$\rho_s \geq 0,5 \rho_{min}$ |  | -   |

#### 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  $\gamma_f$  igual a 1,2.

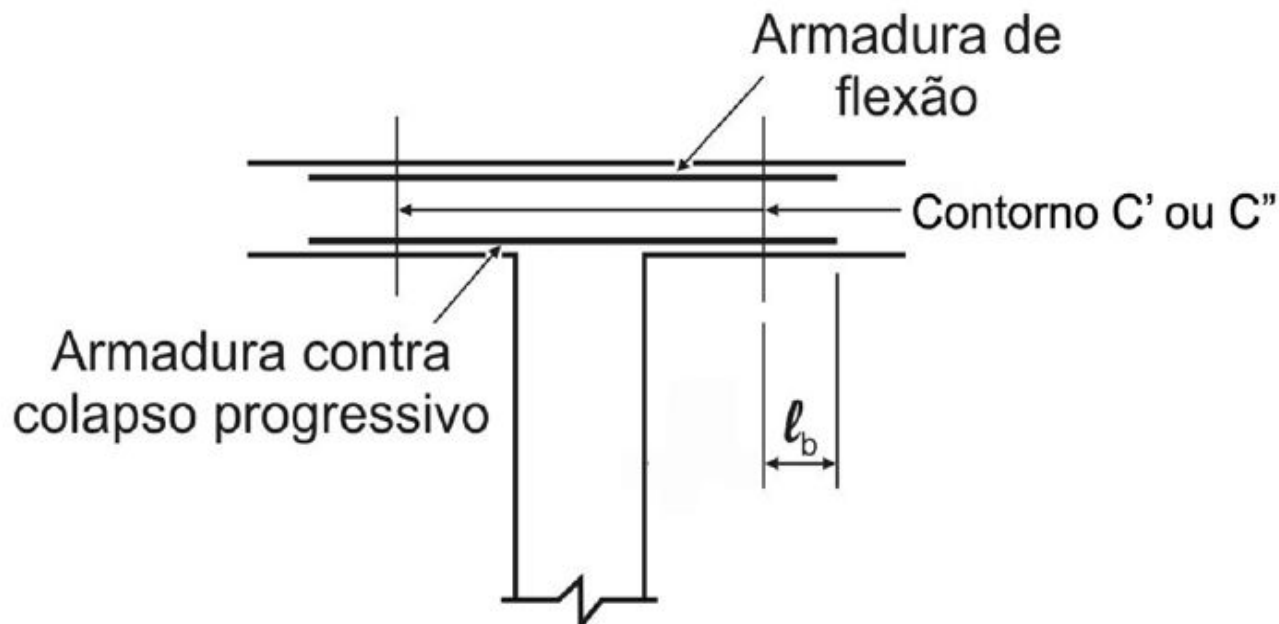


Figura 19.10 - Armadura contra colapso progressivo

# 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.

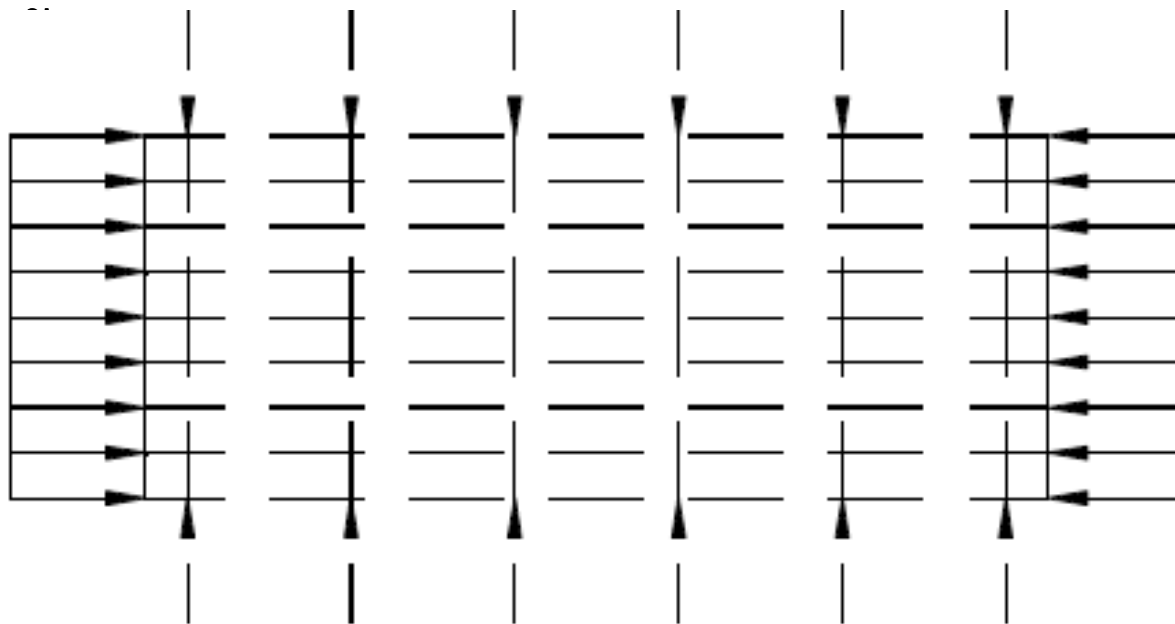
Ficam caracterizadas quando se apresentam na estrutura descontinuidades bruscas de geometria ou dos carregamentos aplicados.

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

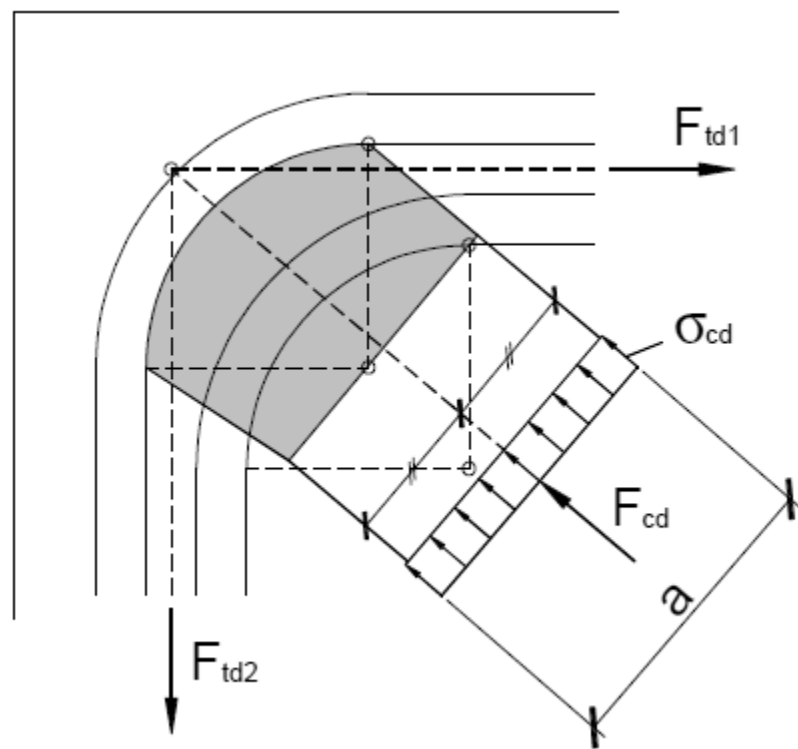
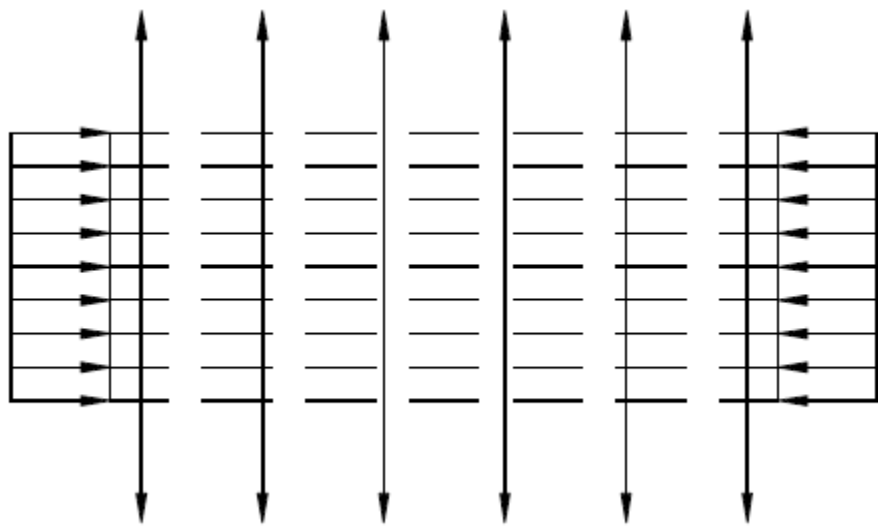
## 22.1 Simbologia

$f_{cd1}$  – 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

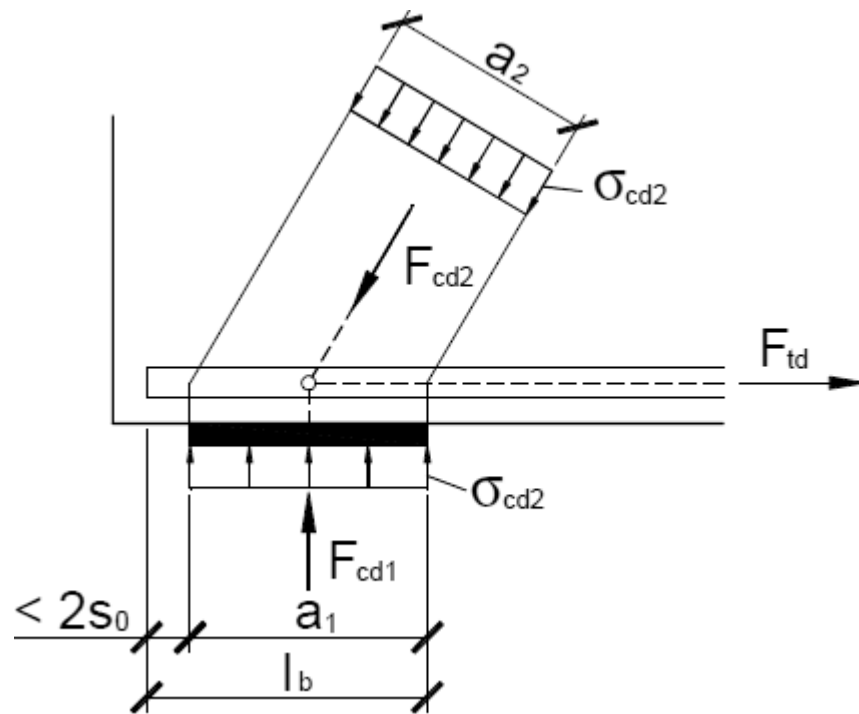




$f_{cd2}$  – Tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo Método de Bielas e Tirantes, em regiões com tensões de tração transversal e em nós onde confluem dois ou mais tirantes tracionados.



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



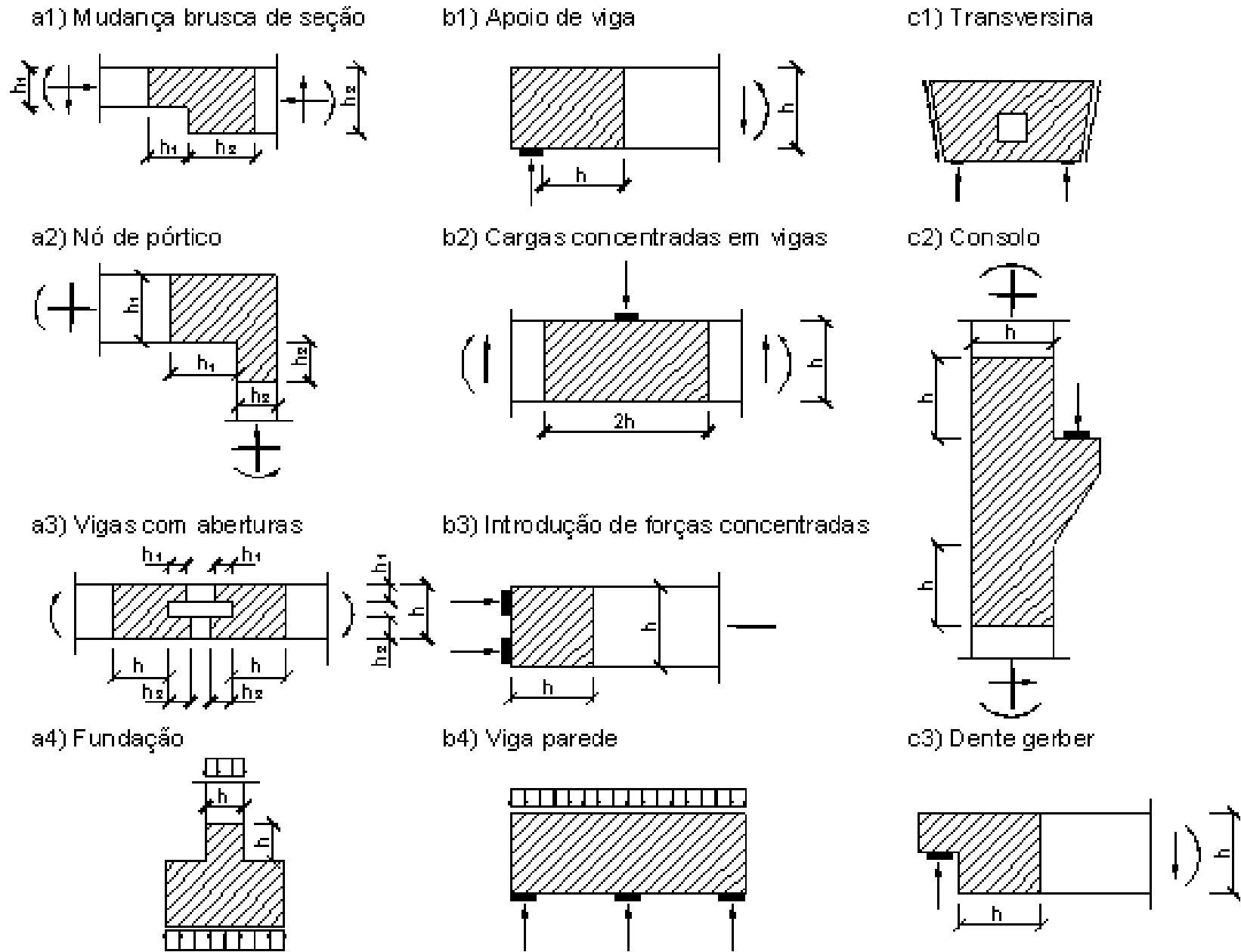
## 22.2 Definições

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.)**

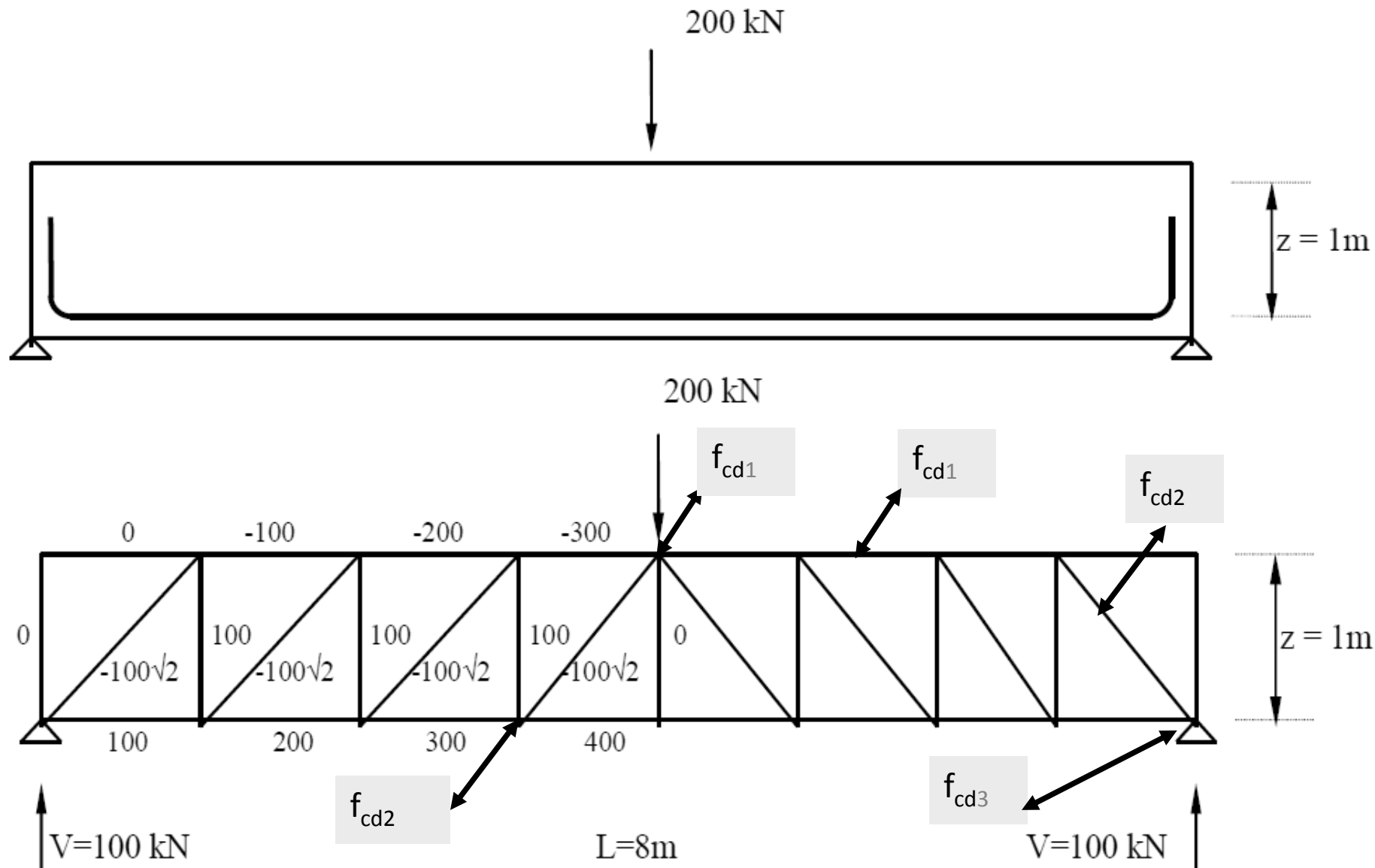
A treliça idealizada é isostática e nos nós são concentradas as forças externas aplicadas ao elemento estrutural e as reações de apoio, formando um sistema auto-equilibrado. As reações de apoio devem ser previamente obtidas através de uma análise linear ou não linear.

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  $\ell$  ( $3 \geq \ell/h \geq 1$ ):

— 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<br>$U$<br>% | Fluência<br>$\varphi_{1c}$ <sup>1) 3)</sup>     |       |         | Retração<br>$10^4 \varepsilon_{1s}$ <sup>2) 3)</sup> |       |         | $\gamma$ <sup>4)</sup> |
|---|---------------------|---|-------|---------|--|-------|---------|------------------------|
|   |                     | Abatimento de acordo com a ABNT NBR NM 67<br>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                    |

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

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

<sup>3)</sup> Os valores de  $\varphi_{1c}$  e  $\varepsilon_{1s}$  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.

<sup>4)</sup>  $\gamma = 1 + \exp(- 7,8 + 0,1 U)$  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

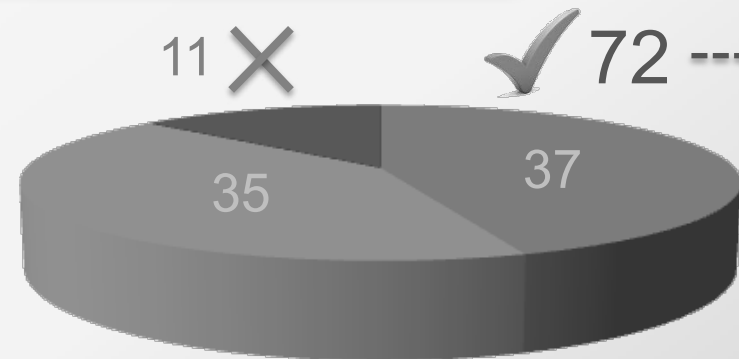
- Listagem Detalhada
- Relatório Tabulado

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

*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)*




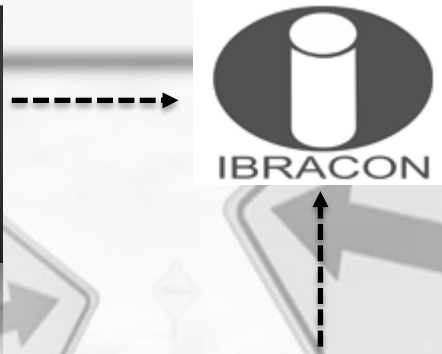
## PRÓXIMOS PASSOS

- *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 – ABCE  
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**

**INTRODUÇÃO**

As novas normas referem-se ao fenômeno "colapso progressivo" dos edifícios de forma sumária, enigmática e intrigante. De fato, a NBR 6118, na subseção 13.5.4, introduzida através do Colapso Progressivo, recomenda armaduras nas lajes lisas, sobre as pilares, necessárias para garantir a ductilidade local e a consequente proteção contra o colapso progressivo" (a a NBR 6052 (estruturas pré-moldadas), acrescenta, no item 5.1.1.4, que "devem ser tomadas cuidados especiais na organização geral da estrutura e nos detalhes construtivos, de forma a minimizar a possibilidade de colapso progressivo".

Essas são as únicas menções, nestas duas importantes normas, ao "colapso progressivo", sem esclarecimento de que se trata exatamente esse fenômeno, qual sua importância, sua ocorrência e características. Talvez porque os manuais não cabem em folhas de norma, mas sim em Comentários Complementares, todos existentes. A NBR 6118 não toma claro ao leitor como "a ductilidade local" protege a laje contra o colapso progressivo. Talvez por não existir esse regulamento atualizado e colapso progressivo. A NBR 6052, por sua vez, nada informa sobre suas não de "condições especiais" a que se refere e que devem ser tomadas na "organização geral da estrutura" e nos "detalhes construtivos" com vistas ao colapso progressivo".

Este artigo rebusca das fontes normativas faz pensar na conveniência de levantar um pouco a cortina da informação para envolver-se melhor o problema em seu contexto e se aproximamos através do conhecimento científico do projeto de estruturas de edifícios contra colapso progressivo. O primeiro Capítulo do livro de técnicas de projeto, recentemente, palestras e livro publicado no TCEI, em fevereiro de 2010, intitulada "Fenômeno das estruturas" de A. Rubeleski, são alguns atributos das estruturas que contribui para sua segurança contra o colapso progressivo.

O colapso parcial de um edifício de apartamentos em Roman Point, Londres, em maio de 1988, despertou a atenção do meio técnico para o fenômeno do colapso progressivo, e esse interesse tem crescido exponencialmente, nos últimos anos. Atualmente, o conhecimento de necessidades de normas e procedimentos específicos de projeto para prevenção do colapso progressivo nas edificações, vez que as concepções e análises estruturais exigidas oferecem subsídios fundamentais das variáveis da prática de projeto.

O propósito desse documento é o de oferecer uma breve introdução ao projeto das edificações contra o colapso progressivo, ao tentar responder com clareza às seguintes perguntas:

- 1 - O que é o colapso progressivo? Sua definição, caracterização, causas, casos;
- 2 - Como projetar estruturas de edifícios para prevenir colapso progressivo? 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 7206, 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 de 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".

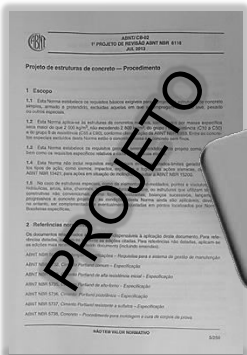
Os americanos propõem a seguinte definição, a ser utilizada nas Normas:

"colapso progressivo – a propagação de um dano localizado em 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 ilustrado pelo famoso colapso de 1968, do edifício de apartamentos Roman Point, Figura 1.

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

Figura 2 - Vista aérea sobre o colapso do edifício do NISTIR 7206, de 60 andares.



## 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)*



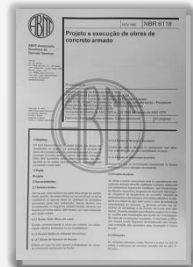
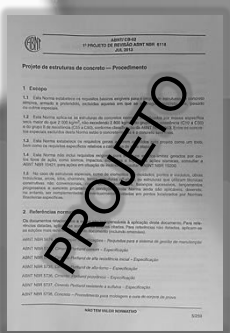
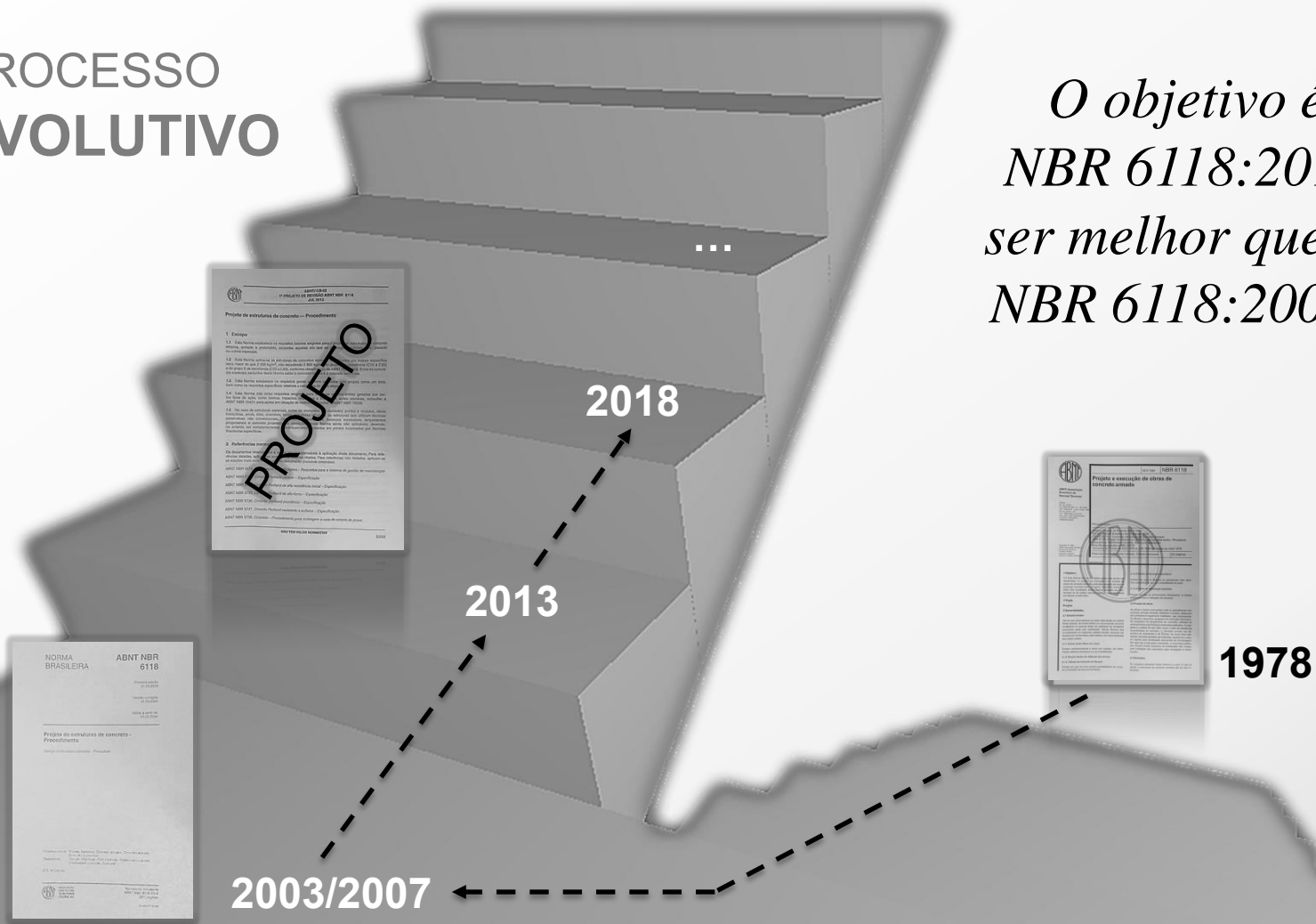
A black and white photograph of a massive crowd of people, likely at a political rally or protest. In the upper left, a white banner is held up, displaying the text 'SEGURANÇA na NB-1'. The crowd is dense and fills the entire frame.

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*