

# ABNT NBR 6118:2014

Considerações sobre a nova norma

*Suely B. Bueno / Alio E. Kimura*



DIVISÕES  TÉCNICAS

NORMA  
BRASILEIRA

**ABNT NBR  
6118**

Terceira edição  
29.04.2014

Válida a partir de  
29.05.2014

---

**Projeto de estruturas de concreto –  
Procedimento**

*Design of concrete structures – Procedure*

DE 1940 ATÉ 2014

São 74 anos → “Velha Senhora”  
Muita coisa mudou

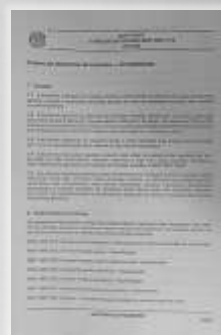
1940



NB-1

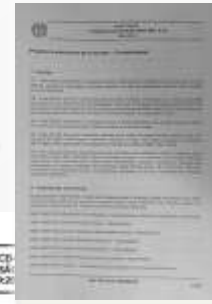
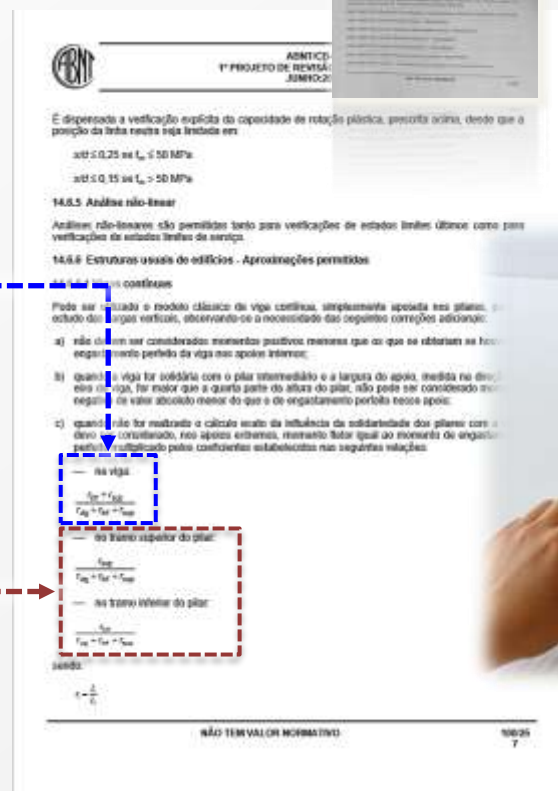
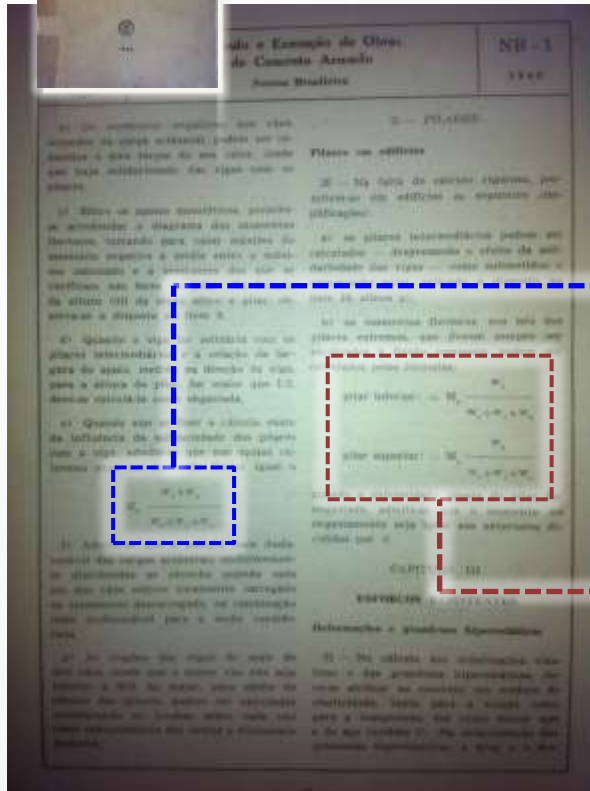


2014



# DE 1940 ATÉ 2014

## Herança



*Passado e presente se misturam*



# DE 1940 ATÉ 2014



1940



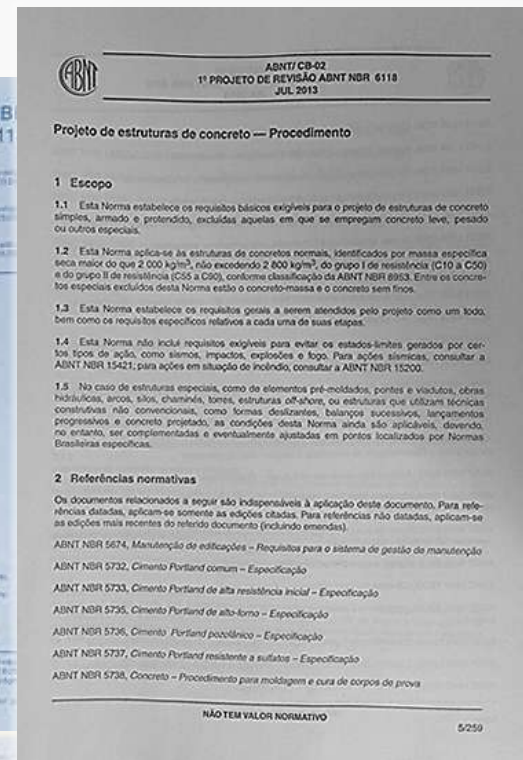
1960



1978



2003



2014

# DE 1940 ATÉ 2014



Padrão  
Mundial 2008

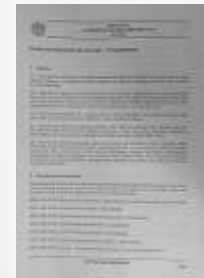


NB-1 → NBR 6118

“Lei”

1991

1980



1940

1960

1978

2003

2014

20 anos

18 anos

25 anos

11 anos



# 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)*



# NB-1/NBR 6118

*Importância na construção civil*

*Único país da América  
Latina com norma  
própria*



DE 1940  
ATÉ 2014

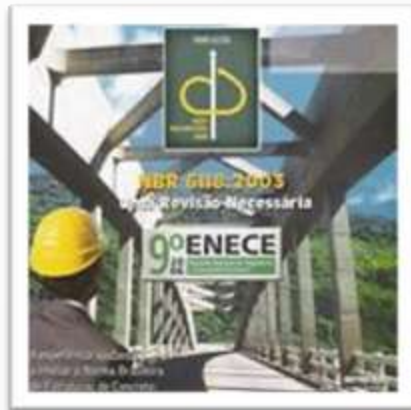


*Muitos colaboraram com a  
NB-1, de forma abnegada.*





*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*



2012

CE-02:124.15 (CB-02)

*Suely B. Bueno – coordenadora*

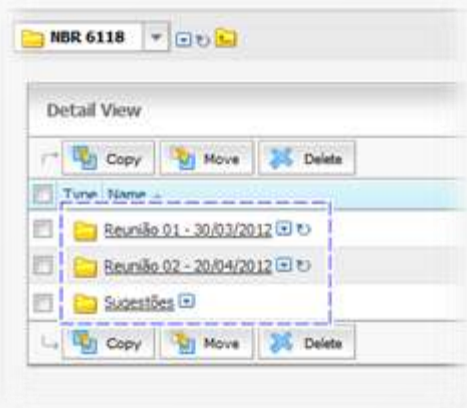
*Alio E. Kimura – secretário*

- *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*
- *1 reunião para análise de votos (2013)*



## 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/CIS-02 - ABNT NBR 6118:2012		
CE 02-124.05		
Data:	Empresa ou Instituição:	
Propositante:		
Solicita-se ao proponente preencher uma sugestão em este formulário, de acordo com as sugestões da Forma das Sugestões de Ordem Técnica. Adotar estas regras como documento para facilitar a análise.		
ABNT NBR 6118	Capítulo:	Nº de Item:
<input type="checkbox"/> Forma		
<input checked="" type="checkbox"/> Alteração Técnica		
Justificativa Técnica:		
Adição Proposta:		
Para ser de Interesse:	<input type="checkbox"/> Não	
Resultados da Análise:	<input type="checkbox"/> Aceita com alteração	
	<input type="checkbox"/> Não Resulta	

(1) O proponente ao preencher este formulário deve seguir as regras de formatação estabelecidas no formulário de sugestões de alteração técnica e forma, sob pena de não serem analisadas suas sugestões.  
(2) Capítulos de Ordem Técnica: Têm a seguinte seqüência de ordens técnicas:

- *Formulário oficial p/ sugestões*
- *Todas cadastradas no Livelink*
- *Possibilidade: sugestão aceita p/ próxima revisão*
- *Muitas sugestões*



## DIFICULDADES

*NBR 6118 é muito abrangente!*

*“Norma-mãe”*



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

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

*Visões  
distintas*



## 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.*

# Consulta Nacional



Voltar

## Consulta Nacional

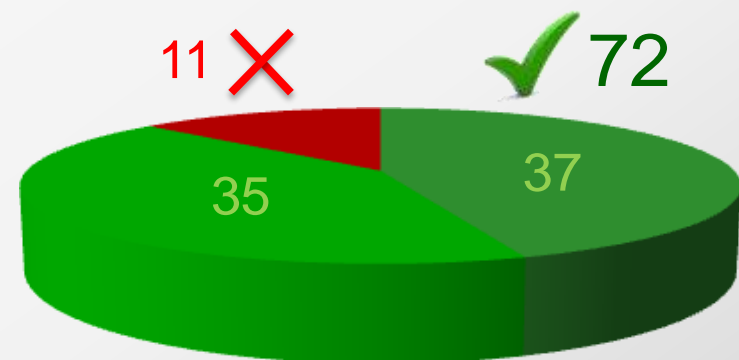
### Projeto ABNT NBR 6118 Projeto de estruturas de concreto - Procedimento

- 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>

*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 Análise de Votos:  
06 de dezembro de 2013*



*Norma aprovada p/ publicação*



*Importante parceria  
Reconhece a importância da NBR 6118  
Responsável pela formatação e editoração do texto*

# NBR 6118:2014

NBR 6118:2014

**NORMA  
BRASILEIRA**

**ABNT NBR  
6118**

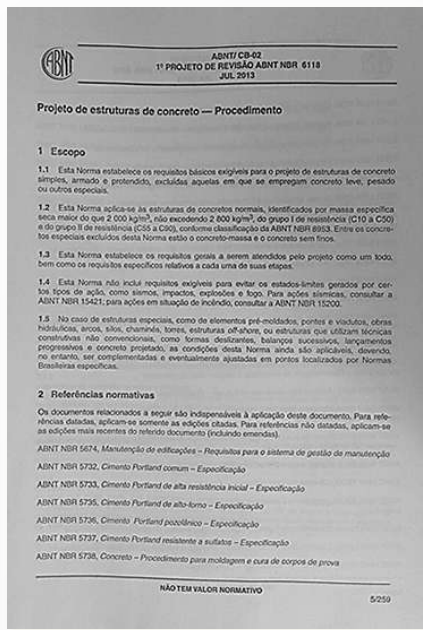
Terceira edição  
29.04.2014

Válida a partir de  
29.05.2014

---

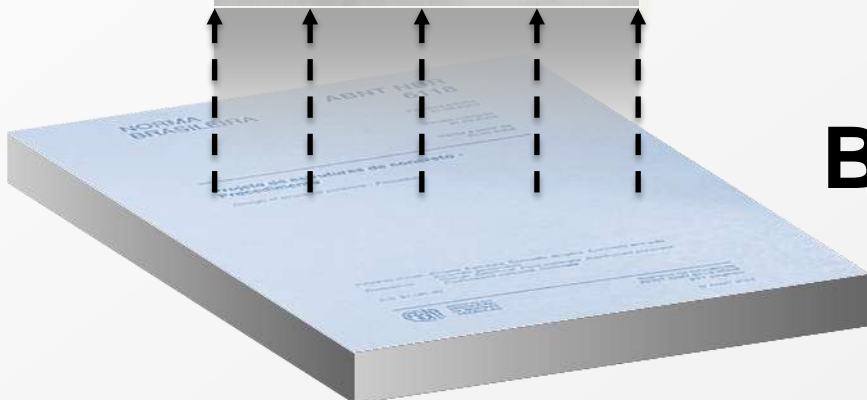
**Projeto de estruturas de concreto –  
Procedimento**

*Design of concrete structures – Procedure*



# NBR 6118:2014

- *Estrutura de 2003 mantida*
- *Mesmas seções*
- *238 páginas A4*



**Base de 2003**

# Comentários Ibracon CT-301



Figura 2.1 – Envoltória mínima de 1ª Ordem

Destá 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 2.2).

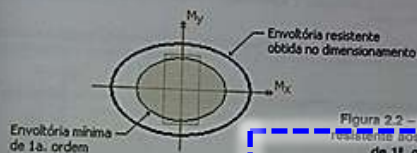


Figura 2.2 – Envoltória resistente aos momentos de 1ª ordem

Por sua vez, quando há a necessidade de calcular 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).

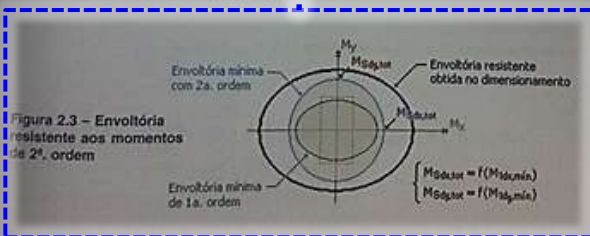


Figura 2.3 – Envoltória resistente aos momentos de 2ª ordem

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/CE-02  
1º PROJETO DE REVISÃO ABN  
JUNHO-2013

Para pilares de seção retangular, quando houver a necessidade de verificação do momento mínimo em 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 de 1ª ordem, cujos momentos totais são calculados a partir dos momentos mínimos de 1ª ordem, de acordo com item 15.8.3.

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.

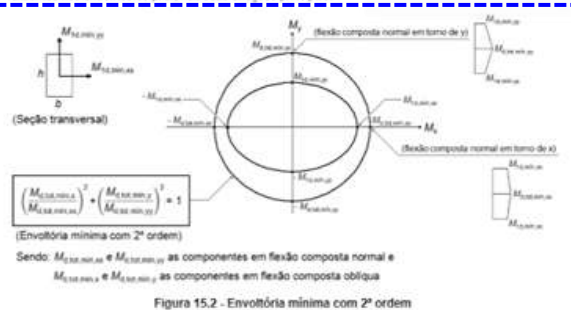


Figura 15.2 - Envoltória mínima com 2ª ordem

## 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.

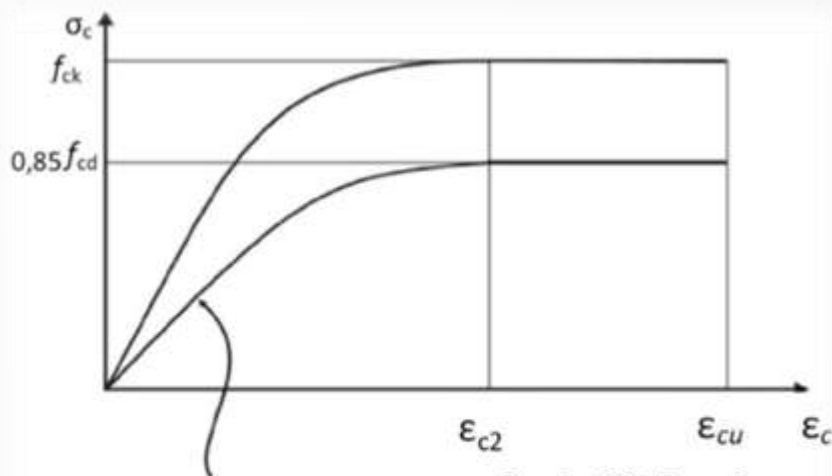


## 1 Escopo

1.1 Esta Norma fixa os requisitos básicos exigíveis para projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, excluídas aquelas em que se empregam concreto leve, pesado ou outros especiais.

1.2 Esta Norma aplica-se às estruturas de concretos normais, identificados por massa específica seca maior do que 2 000 kg/m<sup>3</sup>, não excedendo 2 800 kg/m<sup>3</sup>, do grupo I de resistência (C10 a C50) e do grupo II de resistência (C55 a C90), conforme classificação da ABNT NBR 8953. Entre os concretos especiais excluídos desta Norma estão o concreto-massa e o concreto sem finos.

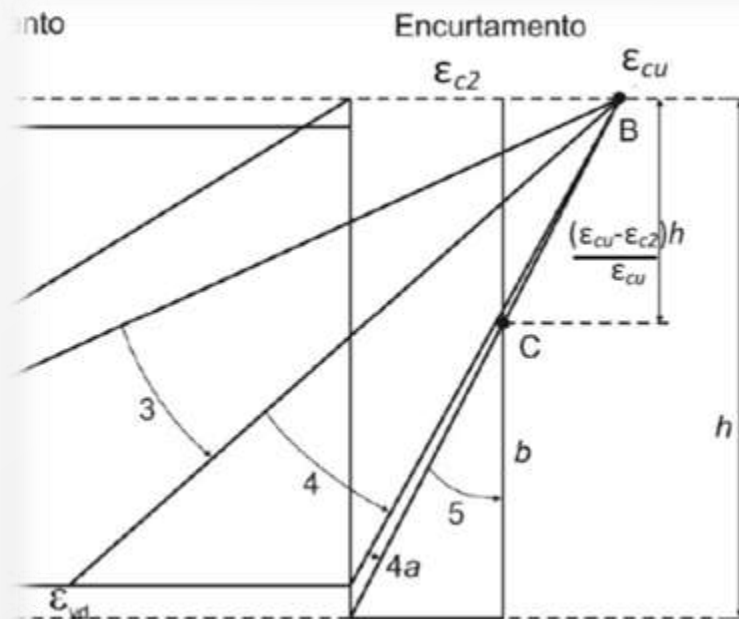
## Concreto até C90



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

Para  $f_{ck} \leq 50$  MPa:  $n=2$   
 Para  $f_{ck} > 50$  MPa:  
 $n = 1,4 + 23,4 \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4$

Figura 8.2 - Diagrama tensão-deformação idealizado





## 1 Escopo

**1.1** Esta Norma fixa os requisitos básicos exigíveis para projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, excluídas aquelas em que se empregam concreto leve, pesado ou outros especiais.

**1.2** Esta Norma aplica-se às estruturas de concretos normais, identificados por massa específica seca maior do que  $2\,000\text{ kg/m}^3$ , não excedendo  $2\,800\text{ kg/m}^3$ , do grupo I de resistência (C10 a C50) e do grupo II de resistência (C55 a C90), conforme classificação da ABNT NBR 8953. Entre os concretos especiais excluídos desta Norma estão o concreto-massa e o concreto sem finos.

## Ampla revisão

$f_{ctm}$ ,  $kappa$ , retração, fluência, limites de redistribuição, análise plástica, cortante,  $E_c$ , etc.

— para concretos de classes até C50:

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$$

— para concreto de classes de C50 até C90:

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

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

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

Validação da expressão  
aproximada de rigidez secante  
adimensional ( $kappa$ ) para  
concretos de alta resistência.

Antonio Eng. Gustavo Fortes  
Prof. Dr. Ricardo França

*Gustavo Licht Fortes*  
*Ricardo L. S. França*



*Antes*

*“~~Dependendo do porte da obra, a~~  
avaliação de conformidade...”*

### 5.3 Avaliação da conformidade do projeto

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

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

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

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

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





## *Mecanismos de deterioração do concreto*

### **6.3.2 Mecanismos preponderantes de deterioração relativos ao concreto**

#### **6.3.2.1 Lixiviação**

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

#### **6.3.2.2 Expansão por sulfato**

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

#### **6.3.2.3 Reação álcali-agregado**

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



## *Cobrimentos*

*Elementos em contato com o solo*

*Elementos protendidos*

$$f_{ck} > f_{ck, \text{mín}}$$

Tabela 7.2 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para  $\Delta c = 10$  mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV <sup>2)</sup>
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje <sup>2)</sup>	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo <sup>4)</sup>	30		40	50
Concreto protendido <sup>1)</sup>	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

<sup>1)</sup> Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

<sup>2)</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros as exigências desta Tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>3)</sup> Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

<sup>4)</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

Para concretos de classe de resistência superior ao mínimo exigido, os cobrimentos definidos na Tabela 7.2 podem ser reduzidos em até 5 mm.

7.4.7.7 No caso de elementos estruturais pré-fabricados, os valores relativos ao cobrimento das armaduras (Tabela 7.2) devem seguir o disposto na ABNT NBR 9062.



## Módulo $E_c$

### 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:

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

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

Até C90

$$a_E = f(\text{agregado})$$

$$E_{cs} = a_i E_{ci}$$

O módulo de deformação secante pode ser obtido segundo método de ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522, ou estimado pela expressão:

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

Sendo:

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



## Módulo $E_c$

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

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

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

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

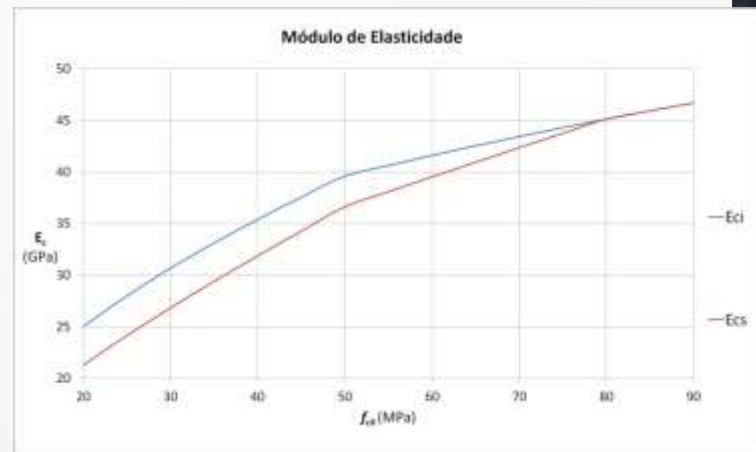
Na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal, pode ser adotado módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo de deformação secante  $E_{cs}$ .

Na avaliação do comportamento global da estrutura e para o cálculo das perdas de protensão, pode ser utilizado em projeto o módulo de elasticidade inicial  $E_{ci}$ .

O módulo de elasticidade numa idade menor que 28 dias pode ser avaliado pelas expressões a seguir, substituindo  $f_{ck}$  por  $f_{cj}$ :

$$E_c(t) = \left[ \frac{f_{cj}(t)}{f_{ck}} \right]^{2,2} \cdot E_{ck}, \text{ para os concretos com } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 45 MPa;}$$

$$E_c(t) = \left[ \frac{f_{cj}(t)}{f_{ck}} \right]^{2,2} \cdot E_{ck}, \text{ para os concretos com } f_{ck} \text{ de 50 MPa a 90MPa.}$$



*Tabela 8.1*

$$E_c = f(f_{cj}) \text{ até } C90$$



## Coeficiente $\eta_b$

Tabela 8.3 - ~~Relação entre  $\eta_1$  e  $\eta_b$~~

Tipo de barra	Coeficiente de <del>conformação superficial</del>	
	<del><math>\eta_b</math></del>	$\eta_1$
Lisa <del>(CA-25)</del>	<del>1,0</del>	1,0
Entalhada <del>(CA-60)</del>	<del>1,2</del>	1,4
Nervurada <del>(CA-50)</del>	<del>1,5</del>	2,25

## Comprimento $l_b$

### 9.4.2.4 Comprimento de ancoragem básico

Define-se comprimento de ancoragem básico como o comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força limite  $A_s f_{yd}$  nessa barra, admitindo, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a  $f_{bd}$ , conforme 9.3.2.1.

O comprimento de ancoragem básico é dado por:

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



## *Limites $\sigma_{pi}$ p/ cordoalhas engraxadas*

### 9.6.1.2.1 Valores limites por ocasião da operação de protensão

Para efeito desta Norma deve ser considerado o seguinte:

a) armadura pré-tracionada:

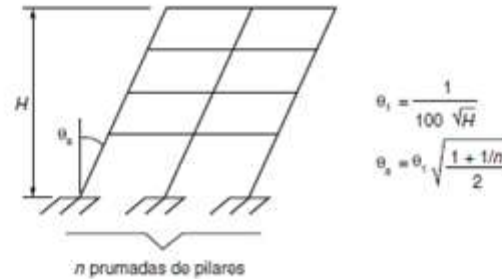
- por ocasião da aplicação da força  $P_i$ , a tensão  $\sigma_{pi}$  da armadura de protensão na saída do aparelho de tração deve respeitar os limites  $0,77 f_{ptk}$  e  $0,90 f_{pyk}$  para aços da classe de relaxação normal, e  $0,77 f_{ptk}$  e  $0,85 f_{pyk}$  para aços da classe de relaxação baixa;

b) armadura pós-tracionada:

- por ocasião da aplicação da força  $P_i$ , a tensão  $\sigma_{pi}$  da armadura de protensão na saída do aparelho de tração deve respeitar os limites  $0,74 f_{ptk}$  e  $0,87 f_{pyk}$  para aços da classe de relaxação normal, e  $0,74 f_{ptk}$  e  $0,82 f_{pyk}$  para aços da classe de relaxação baixa;
- para as cordoalhas engraxadas, com aços da classe de relaxação baixa, os valores limites da tensão  $\sigma_{pi}$  da armadura de protensão na saída do aparelho de tração poderão ser elevados para  $0,80 f_{ptk}$  e  $0,88 f_{pyk}$ ;
- nos aços CP-85/105, fornecidos em barras, os limites passam a ser  $0,72 f_{ptk}$  e  $0,88 f_{pyk}$ , respectivamente.



## Imperfeições geométricas globais



onde

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

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

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

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

Figura 11.1 – Imperfeições geométricas globais

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

Para pilares isolados em balanço, deve-se adotar  $\theta_1 = 1/200$ .

A consideração das ações de vento e desaprumo deve ser realizada de acordo com as seguintes possibilidades:

- Quando 30 % da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento.
- Quando a ação do vento for inferior a 30 % da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração de  $\theta_{1\min}$ , conforme definido acima.
- Nos demais casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração do  $\theta_{1\min}$ . Nessa combinação, admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, portanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

A comparação pode ser feita com os momentos totais na base da construção e em cada direção e sentido da aplicação da ação do vento, com desaprumo calculado com  $\theta_a$ , sem a consideração do  $\theta_{1\min}$ .

NOTA O desaprumo não precisa ser considerado para os Estados Limites de Serviço.



## Dimensões mínimas

Pilares  $b_{\text{mín}} = 14 \text{ cm}$

Lajes

Lajes pré-moldadas:  
NBR 9062 e NBR 14861

## Coeficiente $\gamma_n$

Lajes em balanço

Pilares  $c/\lambda > 140$

Tabela 13.1 - Valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$  para pilares e pilares-parede

$b$ 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 Lajes

#### 13.2.4.1 Lajes maciças

Nas lajes maciças devem ser respeitados os seguintes limites mínimos para a espessura:

- 7 cm para cobertura não em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de  $\frac{\ell}{42}$  para lajes de piso biapoiadas e  $\frac{\ell}{50}$  para lajes de piso contínuas;
- 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

No dimensionamento das lajes em balanço, os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados devem ser multiplicados por um coeficiente adicional  $\gamma_n$ , de acordo com o indicado na Tabela 13.2.

Tabela 13.2 - Valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$  para lajes em balanço

$h$ 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.





## *Análise estrutural*

### **14.2.2 Premissas necessárias à análise estrutural**

A análise estrutural deve ser feita a partir de um modelo estrutural adequado ao objetivo da análise. Em um projeto pode ser necessário mais de um modelo para realizar as verificações previstas nesta Norma.

O modelo estrutural pode ser idealizado como a composição de elementos estruturais básicos, conforme definido em 14.4, formando sistemas estruturais resistentes que permitam representar de maneira clara todos os caminhos percorridos pelas ações até os apoios da estrutura.

No caso de modelos baseados no Método dos Elementos Finitos, Diferenças Finitas ou Analogia de Grelha entre outros, a discretização da estrutura deve ser suficiente para não trazer erros significativos para a análise.

O modelo deve representar a geometria dos elementos estruturais, os carregamentos atuantes, as condições de contorno, as características e respostas dos materiais, sempre em função do objetivo específico da análise. A resposta dos materiais pode ser representada por um dos tipos de análise estrutural apresentados em 14.5.1 a 14.5.5.

Em casos mais complexos a interação solo-estrutura deve ser contemplada pelo modelo.

No caso de estruturas protendidas, a análise estrutural deve considerar a migração da protensão para elementos adjacentes. Para minimizar tal efeito, pode-se diminuir a rigidez desses elementos ou usar de procedimentos construtivos, de modo a garantir a deslocabilidade adequada à realização efetiva da protensão.

Análises locais complementares devem ser efetuadas nos casos em que a hipótese da seção plana não se aplica (ver seções 21 e 22).

Análises locais complementares também devem ser efetuadas quando a não linearidade introduzida pela fissuração for importante, como por exemplo na avaliação das flechas.



## *Uso do MEF*

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

Os resultados obtidos na análise estrutural, particularmente com modelos bi e tridimensionais em Elementos Finitos, podem ser aplicados em projeto somente em duas situações:

- a) para a visualização do caminhamento das cargas via, por exemplo, trajetória de tensões principais, separando trechos comprimidos de tracionados, de modo a facilitar a criação de Modelos de Bielas e Tirantes, conforme definido em 21.2;
- b) para a determinação de esforços solicitantes em elementos estruturais, em geral por integração de campos de tensões. O dimensionamento desses elementos deve ser feito para esses esforços solicitantes pela Teoria de Concreto Estrutural, conforme definido pelos critérios gerais desta norma, especificamente das seções 16, 17 e 19, bem como os requisitos de detalhamento das seções 9, 18 e 20.

Não é permitido o dimensionamento das armaduras a partir diretamente dos esforços ou das tensões resultantes desta análise, por exemplo de tração, numa certa região do modelo.

### **14.2.4 Aplicação dos resultados obtidos com os modelos de análises em regime não linear**

Os resultados obtidos na análise estrutural considerando meios contínuos que representem adequadamente a reologia do concreto e sua interação com a armadura, simulando as não linearidades do concreto (diagrama tensão-deformação e fissuração) e da armadura (diagrama tensão-deformação), podem ser usados para avaliar o desempenho da estrutura em serviço ou mesmo na ruptura, mas não podem ser usados para a determinação das armaduras finais dos elementos estruturais.

Essas armaduras devem sempre respeitar as quantidades necessárias, mínimas e máximas exigidas pela norma segundo a Teoria de Concreto Estrutural, bem como os critérios de detalhamento prescritos por ela, ambos encontrados nas seções correspondentes definidas no item 14.2.3.



## Análise não-linear c/ verificação da rotação plástica solicitante

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

Para verificações de estados limites últimos pode ser efetuada a análise plástica da estrutura, com a simulação de rótulas plásticas localizadas nas 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 correspondentes.

O limite da rotação plástica solicitante, função da profundidade da linha neutra no estado limite último – flexão simples para o momento fletor solicitante  $M_{sdl}$  da seção crítica, dada na Figura 14.7, corresponde à razão  $\alpha/d = 3$ , onde  $\alpha = M_{sdl}/V_{sdl}$ , sendo  $V_{sdl}$  a força cortante nessa seção. Para outras relações  $\alpha/d$ , multiplicar os valores extraídos da Figura 14.7 pelo fator  $\sqrt{(\alpha/d)/3}$ .

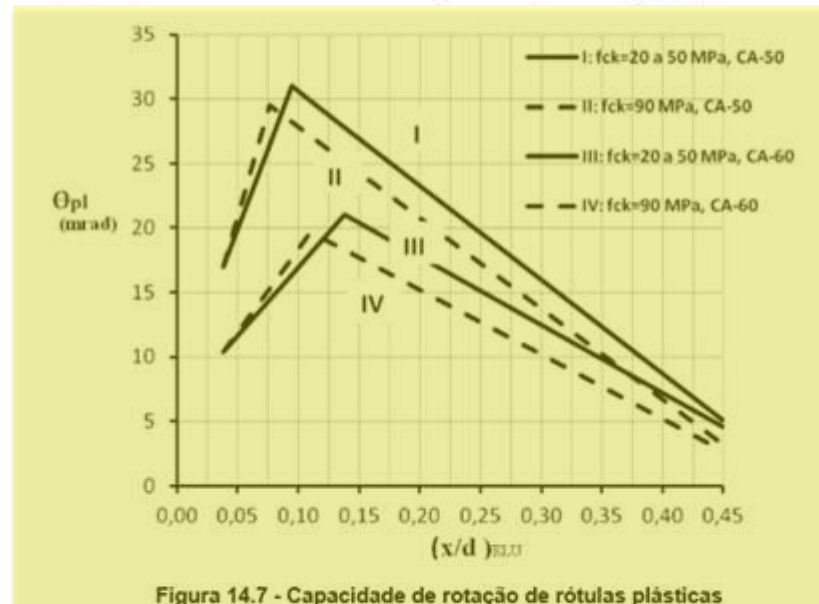


Figura 14.7 - Capacidade de rotação de rótulas plásticas

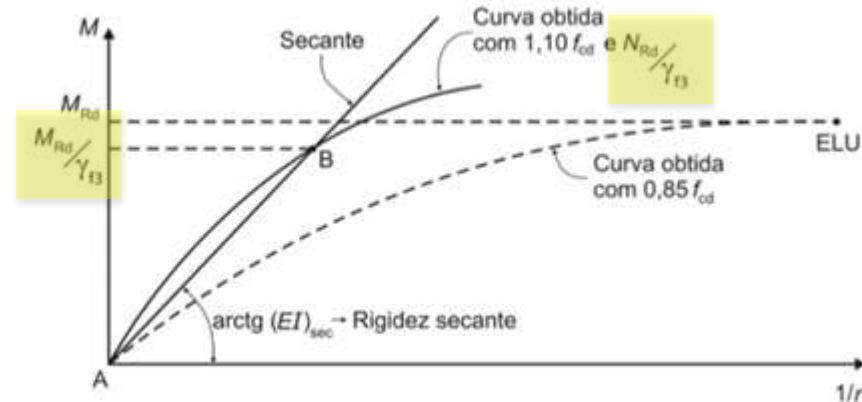
A verificação da capacidade de rotação de rótulas plásticas deve ser feita para cada uma das combinações de carregamento consideradas. Atenção especial deve ser dada à verificação da fissuração nas rótulas para condições de serviço.

Para classes de concreto entre C50 e C90, é válida a interpolação linear dos valores obtidos na Figura 14.7.



## Diagrama $M, N, 1/r$

Assim, a relação momento-curvatura apresenta o aspecto da Figura 15.1.



**Figura 15.1 - Relação momento-curvatura**

A curva cheia AB, obtida considerando o valor de força normal igual a  $N_{Rd}/\gamma_{f3}$ , que a favor da segurança pode ser linearizada pela reta AB, é utilizada no cálculo das deformações.

A curva tracejada, obtida com os valores de cálculo das resistências do concreto e do aço, é utilizada somente para definir o esforço resistente  $M_{Rd}$  correspondente a  $N_{Rd}$  (ponto de máximo).

A reta AB é caracterizada pela rigidez secante  $(EI)_{sec}$ , que pode ser utilizada em processos aproximados para flexão composta normal ou oblíqua.

Define-se como rigidez secante adimensional  $\kappa$  o valor dado por:

$$\kappa_{sec} = (EI)_{sec} / (A_c h^2 f_{cd})$$

onde:

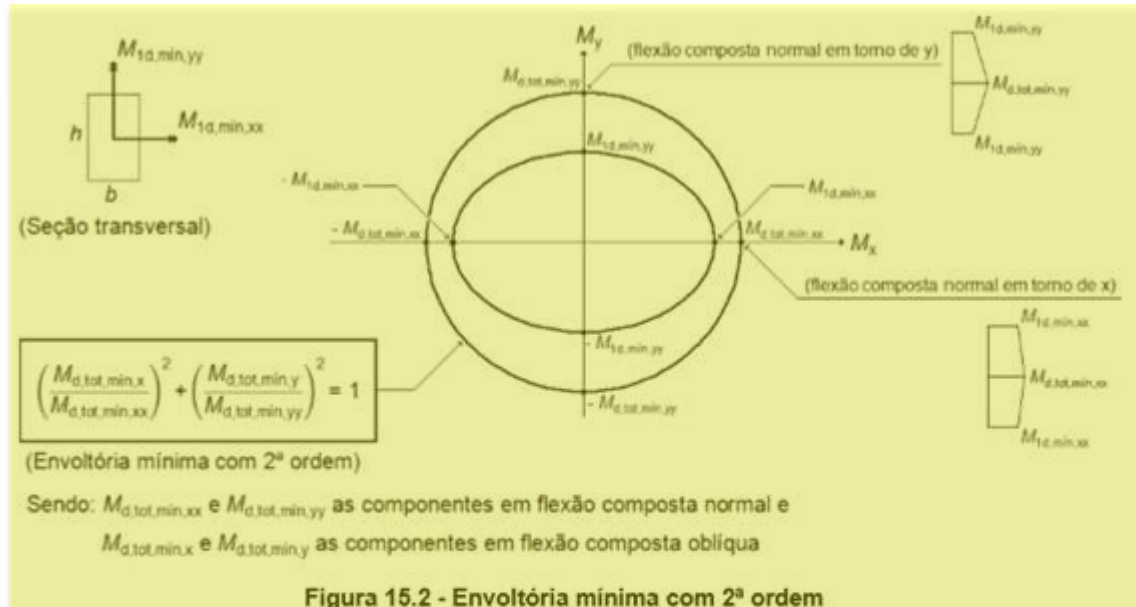
$h$  é a altura da seção considerada

Esse valor da rigidez secante adimensional pode ser colocado, em conjunto com os valores últimos de  $N_{Rd}$  e  $M_{Rd}$ , em ábacos de interação força normal-momento fletor.



$M_{1d,min}$

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



## 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 retílineos, surgindo aí efeitos locais de 2ª ordem que, em princípio, afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo delas.



## *NLF* *aproximada*

### 15.7.3 Consideração aproximada da não-linearidade física

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

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

onde:

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

~~Quando a estrutura de contraventamento for composta exclusivamente por vigas e pilares e  $\eta_2$  for menor que 1,3, permite-se calcular a rigidez das vigas e pilares por:~~

~~$$(EI)_{sec} = 0,7 E_{cl} I_c$$~~

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



## *Pilar- padrão com rigidez $\kappa_{aprox}$*

A não-linearidade física deve ser considerada através de uma expressão aproximada da rigidez.

O momento total máximo no pilar deve ser calculado a partir da majoração do momento de 1ª ordem pela expressão:

$$M_{Sd,tot} = \frac{\alpha_b M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120 \kappa' V}} \geq M_{1d,A}$$

onde:

$$M_{1d,A} \geq M_{1d,min}$$

Para o valor da rigidez adimensional  $\kappa$  pode ser utilizada a expressão aproximada:

$$\kappa_{aprox} = 32 \left( 1 + 5 \frac{M_{Rd,tot}}{h N_d} \right) V$$

Num processo de dimensionamento, toma-se  $M_{Rd,tot} = M_{Sd,tot}$ . Num processo de verificação, onde a armadura é conhecida,  $M_{Rd,tot}$  é o momento resistente calculado com essa armadura e com  $N_d = N_{Sd} = N_{Rd}$ .

As variáveis  $h$ ,  $v$ ,  $M_{1d,A}$  e  $\alpha_b$  são as mesmas definidas na subsecção anterior. Usualmente duas ou três iterações são suficientes quando se optar por um cálculo iterativo.

O processo aproximado acima, num caso de dimensionamento, recai na formulação direta dada abaixo:

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

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



## *Flexão composta oblíqua*

### **15.8.3.3.5 Método do pilar-padrão para pilares de seção retangular submetidos à flexão composta oblíqua**

Quando a esbeltez de um pilar de seção retangular submetido à flexão composta oblíqua for menor ou igual que 90 ( $\lambda \leq 90$ ) nas duas direções principais, podem ser aplicados os processos aproximados descritos em 15.8.3.3.2, 15.8.3.3.3 e 15.8.3.3.4 simultaneamente em cada uma das duas direções.

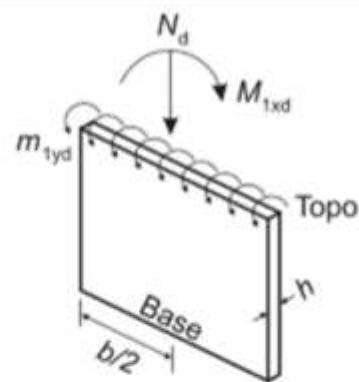
A obtenção dos momentos de 2ª ordem em cada direção é diferente, pois depende de valores distintos de rigidez e esbeltez.

Uma vez obtida a distribuição de momentos totais (1ª e 2ª ordens), em cada direção, deve ser verificada, para cada seção ao longo do eixo, se a composição desses momentos solicitantes fica dentro da envoltória de momentos resistentes para a armadura escolhida. Essa verificação pode ser realizada em apenas três seções: nas extremidades A e B e num ponto intermediário onde se admite atuar concomitantemente os momentos  $M_{d,tot}$  nas duas direções (x e y).

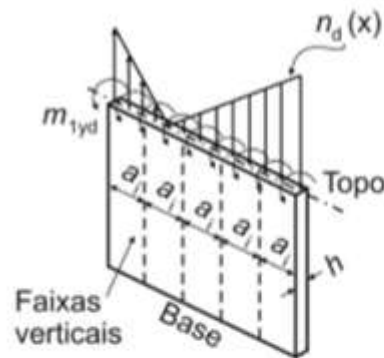




## Pilar-parede



a) Esforços solicitantes



b) Distribuição aproximada dos esforços normais  $n_d(x)$  devidos a  $N_d$  e  $M_{1xd}$

**Figura 15.5 - Avaliação aproximada do efeito de 2ª ordem localizado**

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  $\alpha_b$  superiores a 0,6 nesta análise quando  $M_{1yd} < M_{1dmin}$ .



*Processo  
aproximado para  
flexo-compressão  
normal*

17.2.5 Processos aproximados para o dimensionamento à flexão composta

17.2.5.1 Flexo-compressão normal

O cálculo para o dimensionamento de seções retangulares ou circulares com amadura simétrica, sujeitas a flexo-compressão normal, em que a força normal reduzida ( $v$ ) seja maior ou igual a 0,7, pode ser realizado como um caso de compressão centrada equivalente, onde:

$$N_{scc} = N_{sc} \left(1 - \frac{e}{h}\right)$$

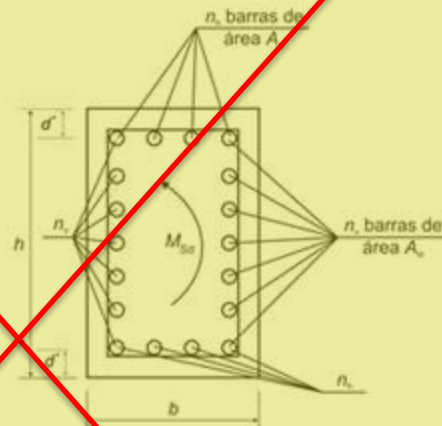
$$M_{scc} = 0$$

onde:

$$v = \frac{N_{sc}}{A_c f_{cd}}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{M_{sc}}{N_{sc} h}$$

$$\beta = \frac{1}{(0,39 + 0,01\alpha) - 0,8 \frac{d'}{h}}$$



sendo o valor  $\alpha$  dado por:

$\alpha = -1/\alpha_s$ , se  $\alpha_s < 1$ , em seções retangulares;

$\alpha = \alpha_s$ , se  $1 \leq \alpha_s \leq 6$ , em seções retangulares;

$\alpha = 6$ , se  $\alpha_s > 6$ , em seções retangulares;

$\alpha = -4$ , em seções circulares;

supondo todas as barras iguais,  $\alpha_s$  é dado por:

$$\alpha_s = \frac{(n_s - 1)}{(n_c - 1)}$$

O arranjo de amadura adotado para detalhamento (ver figura 17.2) deve ser fiel aos valores de  $\alpha_s$  e  $d'/h$  pressupostos.



## *Momento de fissuração*

### 17.3 Elementos lineares sujeitos a solicitações normais - Estados limites de serviço

#### 17.3.1 Generalidades

Nos estados limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre esses dois comportamentos é definida pelo momento de fissuração. Esse momento pode ser calculado pela seguinte expressão aproximada:

$$M_f = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t}$$

onde:

$\alpha = 1,2$  para seções T ou duplo T;

$\alpha = 1,3$  para seções I ou T invertido;

$\alpha = 1,5$  para seções retangulares;

onde:

$\alpha$  é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;

$y_t$  é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

$I_c$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

$f_{ct}$  é a resistência à tração direta do concreto, conforme 8.2.5, com o quantil apropriado a cada verificação particular. Para determinação do momento de fissuração, deve ser usado o  $f_{ct,inf}$  no estado limite de formação de fissuras e o  $f_{ct,m}$  no estado limite de deformação excessiva (ver 8.2.5).

No caso da utilização de armaduras ativas deve ser considerado o efeito da protensão no cálculo do momento de fissuração.



## Armadura mínima à flexão

### 17.3.5.2 Valores limites para armaduras longitudinais de vigas

#### 17.3.5.2.1 Armadura de tração

A armadura mínima de tração, em elementos estruturais armados ou protendidos deve ser determinada pelo dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo dado pela expressão a seguir, respeitada a taxa mínima absoluta de 0,15%:

$$M_{d,min} = 0,8W_0 f_{ctk,sup}$$

onde:

$W_0$  é o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada;

$f_{ctk,sup}$  é a resistência característica superior do concreto à tração (ver 8.2.5).

Alternativamente, a armadura mínima pode ser considerada atendida se forem respeitadas as taxas mínimas de armadura da Tabela 17.3.

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.



## *Armadura de pele*

### 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, respeitado o disposto em 17.3.3.2, não sendo necessária uma armadura superior a 5 cm<sup>2</sup>/m por face.

Em vigas com altura igual ou inferior a 60 cm, pode ser dispensada a utilização da armadura de pele.

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

## *Torção em vigas*

### 17.5.1.4 Geometria da seção resistente

#### 17.5.1.4.1 Seções poligonais convexas cheias

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).



## *Proteção contra flambagem das barras*

### 18.2.4 Proteção contra flambagem das barras

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

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

Se o estribo suplementar for constituído por uma barra reta, terminada em ganchos, ele deve atravessar a seção do elemento estrutural e os seus ganchos devem envolver a barra longitudinal. Se houver mais de uma barra longitudinal a ser protegida junto à mesma extremidade do estribo suplementar, seu gancho deve envolver um estribo principal em um ponto junto a uma das barras, o que deve ser indicado no projeto de modo bem destacado (ver figura 18.2).

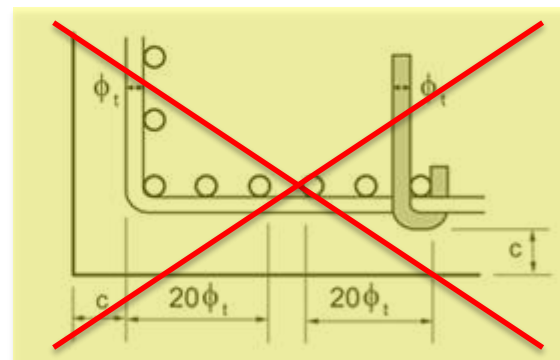
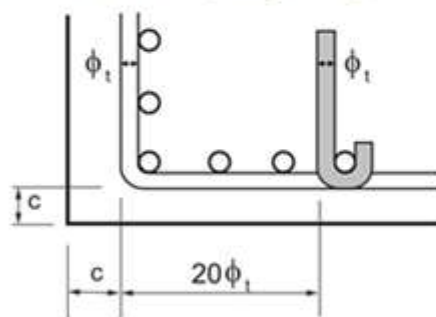


Figura 18.2 - Proteção contra flambagem das barras

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



## *Espaçamento de estribos de pilares com concreto de alta resistência*

Pode ser adotado o valor  $\phi_t < \phi/4$ , desde que as armaduras sejam constituídas do mesmo tipo de aço e o espaçamento respeite também a limitação:

$$s_{\text{máx}} = 90\,000 \left( \frac{\phi_t^2}{\phi} \right) \frac{1}{f_{yk}}$$

com  $f_{yk}$ , em megapascal.

Quando houver necessidade de armaduras transversais para forças cortantes e torção, esses valores devem ser comparados com os mínimos especificados em 18.3 para vigas, adotando-se o menor dos limites especificados.

**NOTA** Com vistas a garantir a ductilidade dos pilares, recomenda-se que os espaçamentos máximos entre os estribos sejam reduzidos em 50 % para concretos de classe C55 a C90, com inclinação dos ganchos de pelo menos 135 °.



## Armadura mínima de lajes

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 $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5 \rho_{min}$		-
Onde: $\rho_s = A_s/b_w h$ e $\rho_p = A_p/b_w h$ .			
NOTA Os valores de $\rho_{min}$ são definidos em 17.3.5.2.1.			





## Punção

### 19.5 Dimensionamento de lajes à punção

#### 19.5.1 Modelo de cálculo

O modelo de cálculo corresponde à verificação do cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas definidas no entorno de forças concentradas.

Na primeira superfície crítica (contorno C), do pilar ou da carga concentrada, deve ser verificada indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto, através da tensão de cisalhamento.

Na segunda superfície crítica (contorno C') afastada  $2d$  do pilar ou carga concentrada, deve ser verificada a capacidade da ligação à punção, associada à resistência à tração diagonal. Essa verificação também se faz através de uma tensão de cisalhamento, no contorno C'.

Caso haja necessidade, a ligação deve ser reforçada por armadura transversal.

A terceira superfície crítica (contorno C'') apenas deve ser verificada quando for necessário colocar armadura transversal.

Pode-se adotar nesta verificação a força cortante solicitante nos diferentes contornos obtida no modelo utilizado na análise estrutural.

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

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

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd3} = 0,10 (1 + \sqrt{20/d}) (100 \rho f_{ck})^{1/3} + 0,10 \sigma_{cp} + 1,5 \frac{d}{s_y} \frac{A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha}{u d}$$



## Colapso progressivo

### 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:

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

onde:

$A_{s,ccp}$  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.

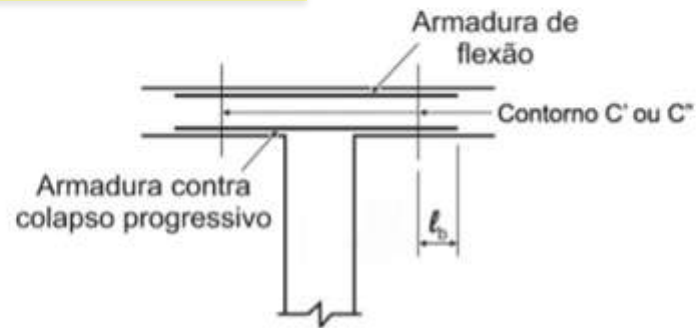


Figura 19.10 - Armadura contra colapso progressivo



## *Lajes protendidas*

### **20.3.2 Lajes protendidas**

#### **20.3.2.1 Espaçamento máximo**

Para que uma faixa de laje seja tratada como uma região protendida, na direção considerada, o espaçamento entre cordoalhas, cabos ou feixes de cabos deve ser no máximo de  $6h$ , não excedendo 120 cm.

Na seção da laje correspondente ao cabo ou feixe de cabos, o espaçamento entre eles deverá resultar numa tensão de compressão média igual ou superior a 1 MPa, considerando-se todas as perdas.

### **20.5 Lajes armadas com telas**

#### **20.5.1 Ancoragem das telas no apoio sobre vigas**

As armaduras de lajes em tela soldada, produzidas com barras entalhadas conforme NBR 7480, devem ser estendidas integralmente até o apoio com ancoragem de 10 diâmetros, não inferior a 10 cm.

#### **20.5.2 Emendas de armaduras em tela soldada**

A emenda das armaduras em tela soldada pode ser realizada com:

- duas malhas ou três fios no caso de armadura principal
- uma malha ou dois fios no caso de armadura secundária

Nas emendas de telas retangulares (em L ou T), a emenda na direção da maior dimensão da malha pode ser reduzida em relação ao estabelecido acima se respeitar ao menos os critérios de emenda de barras isoladas para o caso.

*Lajes  
armadas  
com telas*



## *Elementos e regiões especiais*

## *Método de bielas e tirantes*



ABNT/IB-02  
1º PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 6118  
JUNHO:2013

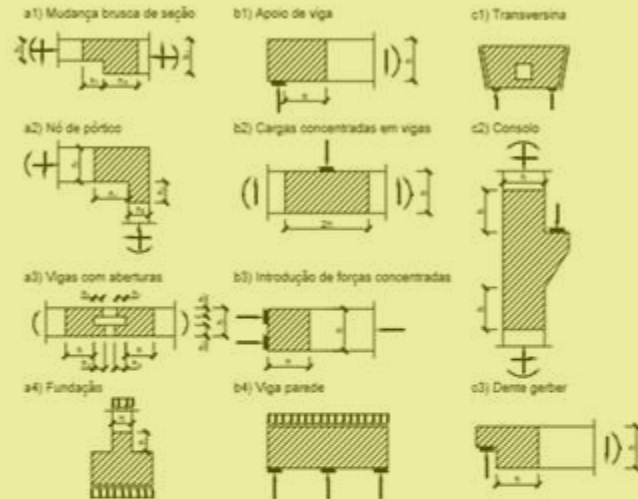


Figura 22.1 - Situações típicas de regiões D

### 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 existirá um volume, designado como zona nodal, onde será verificada a resistência necessária para a transmissão dos esforços entre as bielas e os tirantes.

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 devem ser escolhidos de maneira se aproximar o máximo possível das tensões principais de compressão e o dos tirantes, dos eixos das armaduras a serem efetivamente detalhadas.



# Fundações

## 22.7.4 Detalhamento

### 22.7.4.1 Blocos rígidos

#### 22.7.4.1.1 Armadura de flexão

A armadura de flexão deve ser disposta essencialmente (mais de 85%) nas faixas definidas pelas estacas, considerando o equilíbrio com as respectivas bielias.

As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades.

Deve ser garantida a ancoragem das armaduras de cada uma dessas faixas, sobre as estacas, medida a partir da face das estacas. Pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da compressão das bielias (ver seção 9).

No caso de estacas tracionadas, a armadura da estaca deve ser ancorada no topo do bloco, conforme ilustra a Figura 22.7. Alternativamente, poderão ser utilizados estribos que garantam a transferência da força de tração até o topo do bloco.

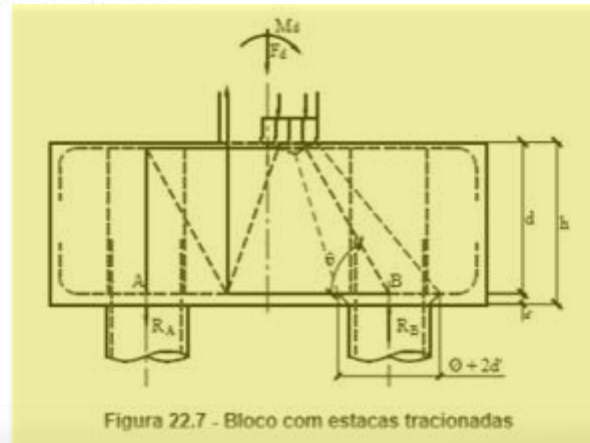


Figura 22.7 - Bloco com estacas tracionadas

#### 22.7.4.1.5 Armadura lateral e superior

Em blocos com duas ou mais estacas em linha, é obrigatória a colocação de armaduras laterais e superior.

Em blocos de fundação de grandes volumes, é conveniente a análise da necessidade de armaduras complementares.



## Dinâmica

### 23.3 Estado limite de vibrações excessivas

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

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

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

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

Nos casos especiais, em que as prescrições anteriores não puderem ser atendidas, deve ser feita uma análise dinâmica mais acurada, conforme estabelecido em normas internacionais, enquanto não existir Norma Brasileira específica.

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

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

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



## *Existência de não-conformidades*

### *ABNT NBR 7680*

#### 25.3 Existência de não-conformidades em obras executadas

##### 25.3.1 Ações corretivas

No caso de existência de não-conformidades, devem ser adotadas as seguintes ações corretivas:

- revisão do projeto para determinar se a estrutura, no todo ou em parte, pode ser considerada aceita, considerando os valores obtidos nos ensaios;
- no caso negativo, devem ser extraídos e ensaiados testemunhos conforme disposto na ABNT NBR 7680, se houver também deficiência de resistência do concreto cujos resultados devem ser avaliados de acordo com a ABNT NBR 12655, procedendo-se a seguir a nova verificação da estrutura visando sua aceitação, podendo ser utilizado o disposto em 12.4.1;
- não sendo finalmente eliminada a não-conformidade, aplica-se o disposto em 25.3.3. Há casos em que pode também ser recomendada a prova de carga, desde que não haja risco de ruptura frágil.

##### 25.3.2 Ensaio de prova de carga da estrutura

A prova de carga deve ser planejada procurando representar a combinação de carregamentos que determinou na verificação analítica a não-conformidade. No caso de não-conformidade que indique a possibilidade de ruptura frágil, a prova de carga não é um recurso recomendável. Nesse ensaio deve ser feito um monitoramento contínuo do carregamento e da resposta da estrutura, de modo que esta não seja desnecessariamente danificada durante a execução do ensaio.

Deve-se fazer a distinção entre o ensaio de aceitação e o ensaio de resistência:

- o ensaio de aceitação visa confirmar que o desempenho global da estrutura está em conformidade com as prescrições do projeto. A carga é aplicada até valores entre o valor característico e o valor de projeto para o ELU. Podem ser estabelecidos requisitos para os deslocamentos, o grau de não linearidade e as deformações residuais, após o ensaio;
- o ensaio de resistência tem por objetivo mostrar que a estrutura ou o elemento estrutural tem pelo menos a resistência adotada para o projeto. Quando se deseja uma avaliação somente de um elemento, é suficiente levar o carregamento até o valor de projeto para o ELU. Obviamente, como já salientado, deve-se tomar cuidado para não danificar a estrutura desnecessariamente.

##### 25.3.3 Não-conformidade final

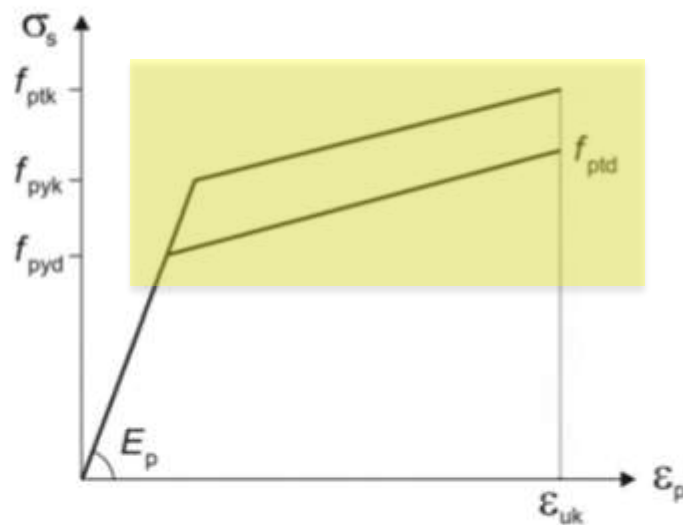
Constatada a não-conformidade final de parte ou do todo da estrutura, deve ser escolhida uma das seguintes alternativas:

- determinar as restrições de uso da estrutura;



## *Diversas outras melhorias de texto e figura*

Para cálculo nos estados-limite de serviço e último pode-se utilizar o diagrama simplificado mostrado na Figura 8.5.



**Figura 8.5 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas**

Este diagrama é válido para intervalos de temperatura entre 20°C e 150°C.



# ERRATA

Agosto/2014

## Projeto de estruturas de concreto — Procedimento

### ERRATA 1

Esta Errata 1 da ABNT NBR 6118:2014 foi elaborada no Comitê Brasileiro da Construção Civil (ABNT/CB-02), pela Comissão de Estudo de Estruturas de Concreto – Projeto e Execução (CE-02:124.15).

*Página 14, Subseção 5.3.2, 2ª linha*

Substituir “...o que está se propondo...” por “...o que está proposto...”

*Página 17, Subseção 6.4.2, Tabela 6.1*

Substituir por:

**Tabela 6.1 – Classes de agressividade ambiental (CAA)**

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>a, b</sup>	Pequeno

# ERRATA

Agosto/2014

## 9.4 Ancoragem das armaduras

### 9.4.1 Condições gerais

Todas as barras das armaduras devem ser ancoradas de forma que as forças a que estejam submetidas sejam integralmente transmitidas ao concreto, seja por meio de aderência ou de dispositivos mecânicos ou por combinação de ambos. *O correto é "transmitidas".*

### 14.7.3.2 Redistribuição de momentos e condições de ductilidade

Quando for efetuada uma redistribuição, sendo o coeficiente  $\alpha$  conforme 14.6.4.3, a profundidade da linha neutra deve ser limitada por:

a)  $\alpha/d \leq (\delta - 0,44)/1,25$ , para concretos com  $f_{ck} \leq 50$  MPa;

*O correto é delta.*

### 9.4.2.4 Comprimento de ancoragem básico

Define-se comprimento de ancoragem básico como o comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força-limite  $A_s f_{yd}$  nessa barra, admitindo-se, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a  $f_{bd}$ , conforme 9.3.2.1.

O comprimento de ancoragem básico é dado por:

$$\ell_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \times 25 \phi$$

*O sinal está invertido. O correto é maior igual.*



## PRÓXIMOS PASSOS



- *Preparação e encaminhamento p/ ISO (tradução).*

- *Atualização dos comentários do Ibracon.*



- *Reuniões continuarão (ABECE/Ibracon CT-301).*

- *Preparação do texto-base para 2019.*

- *Revisar, no máximo, a cada 5 anos.*

# REUNIÕES 2014



***30/05/2014***

*São Paulo (SP)*

***05/09/2014***

*São Paulo (SP)*

***08/10/2014***

*Natal (RN) / Ibracon*

***28/11/2014***

*São Paulo (SP) / Curso FIB*



## CONTEÚDO ATUAL

Revisão, pendências

## HISTÓRICO NB-1

Melhorias

## ANÁLISE ESTRUTURAL

Comentários e exemplos

## PILAR / PILAR-PAREDE

Exemplos e fluxograma

# COLAPSO PROGRESSIVO

Comentários



# BIELA-TIRANTE

Comentários,  
exemplos





## **ESTADO MULTIAXIAL**

Comentários

## **PUNÇÃO / CORTANTE**

Comentários e exemplos

## **ANEXO A - FLUÊNCIA**

Exemplos

## **BLOCOS SOBRE ESTACAS**

Comentários



# IMPERFEIÇÃO GEOMÉTRICA GLOBAL

Exemplo

# TABELA DE DESLOCAMENTOS

Comentários

# ESTABILIDADE GLOBAL

Comentários e exemplos





## OUTROS TEMAS

Qualquer assunto  
relacionado à ABNT  
NBR 6118

*Qualquer pessoa pode  
participar, as reuniões  
são abertas, é  
necessária o auxílio de  
mais pessoas.*

# EMENDA ABNT NBR 6118:2014

## 5.3 Avaliação da conformidade do projeto

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

Recomendações  
ABECE



Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural  
RECOMENDAÇÕES PARA A ATIVIDADE DE AVALIAÇÃO TÉCNICA DE PROJETOS DE ESTRUTURAS DE  
CONCRETO

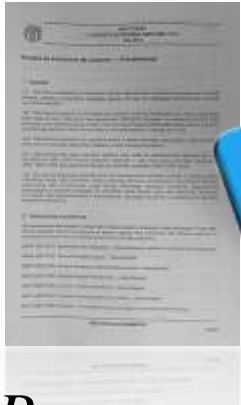
### SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO
2. ESCOPO
3. TIPOS DE AVALIAÇÃO
4. QUALIFICAÇÃO E ESCOLHA DO AVALIADOR TÉCNICO
5. RELAÇÃO ENTRE AVALIADOR TÉCNICO E PROJETISTA ESTRUTURAL
6. ACEITE DE RECOMENDAÇÕES

### ANEXO A

ESCOPO DAS AVALIAÇÕES DE CONFORMIDADE EM EDIFICAÇÕES

### ÍNDICE GERAL



## NORMA DE SEGURANÇA

*Sensorial  
Complexo  
Avaliação  
Riscos*

*Por que existem várias normas?*

*Norma / Indivíduo?*

*Engenharia: ciência exata?*

*Longe da perfeição.*

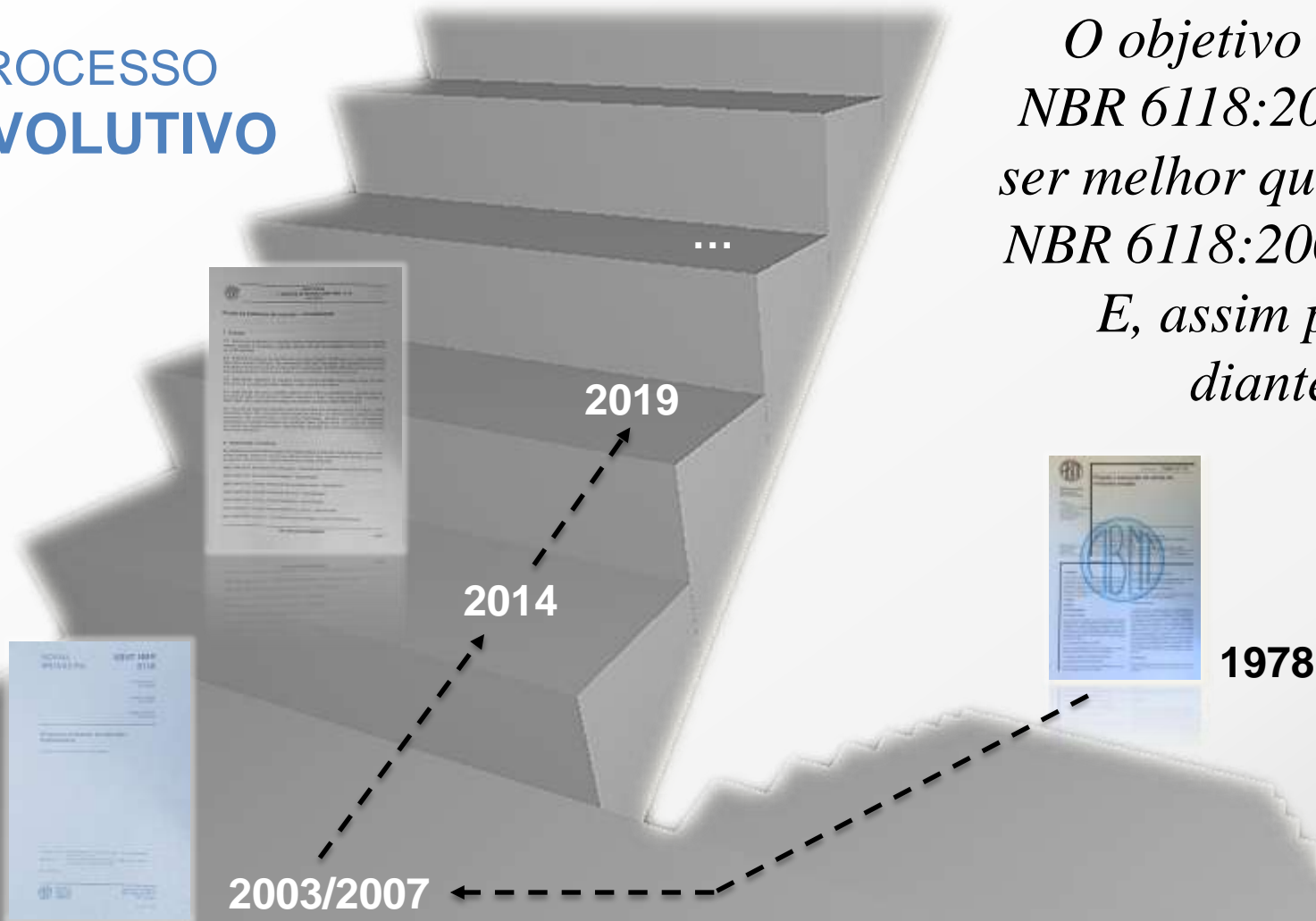
*Nível de segurança varia: experiência prática, avanço nas pesquisas (teóricas e ensaios)*




## PROCESSO EVOLUTIVO

*O objetivo é a  
NBR 6118:2014  
ser melhor que a  
NBR 6118:2007.*

*E, assim por  
diante...*





**Mais Segurança  
na NB-1 !!!!**

**Somos meros  
representantes da  
sociedade!**

## 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

*Precisamos de mais colaboradores!*

*A participação é aberta a todos!*

*Todos, absolutamente todos, estão convidados a participar.*

*Necessário objetividade.*



Obrigado