

**CURSO DE**  
**CONCRETO ARMADO**

**Volume 1**

**JOSÉ MILTON DE ARAÚJO**

Professor Titular – Escola de Engenharia da FURG  
Doutor em Engenharia

**CURSO DE**  
**CONCRETO ARMADO**

**Volume 1**

**Editora DUNAS**

# CURSO DE CONCRETO ARMADO

© Copyright Editora DUNAS

---

A663c    Araújo, José Milton de  
          Curso de concreto armado / José Milton  
          de Araújo. - Rio Grande: Dunas, 2014. v.1, 4.ed.

## Bibliografia

1. Concreto armado. I. Título

CDU 624.012.45

CDD 624.1834

---

ISBN do volume 1: 978-85-86717-14-7

ISBN da coleção: 978-85-86717-13-0

Editora DUNAS

Rua Tiradentes, 105 - Cidade Nova

96211-080 RIO GRANDE - RS - Brasil

[www.editoradunas.com.br](http://www.editoradunas.com.br)

e-mail: [contato@editoradunas.com.br](mailto:contato@editoradunas.com.br)

---

4ª edição, Maio/2014

---

## APRESENTAÇÃO

Este Curso de Concreto Armado é dirigido aos estudantes de graduação em Engenharia Civil e aos profissionais ligados à área de projeto estrutural. Para uma melhor apresentação, a obra foi dividida em quatro volumes, com uma sequência que nos parece apropriada do ponto de vista didático.

Não é nossa intenção abordar todos os aspectos relativos ao tema, o que seria impraticável em virtude de sua abrangência. Nosso único objetivo é apresentar um curso completo e atualizado sobre os métodos de cálculo das estruturas usuais de concreto armado. Em particular, o Curso é dedicado ao projeto das estruturas dos edifícios.

Nesta quarta edição de Curso de Concreto Armado, fizemos diversas alterações para acompanhar os novos procedimentos da última versão da NBR-6118, aprovada no final de 2013. Essa nova versão da norma passou a considerar os concretos de alta resistência, o que exigiu a adaptação dos procedimentos de dimensionamento à flexão simples e à flexão composta. Para isto, foram alterados os limites dos domínios de dimensionamento e os parâmetros do diagrama tensão-deformação do concreto. Procuramos preservar ao máximo a notação utilizada anteriormente, porém, devido à consideração de dois grupos de concreto, grupo I e grupo II, o equacionamento tornou-se um pouco mais complexo.

A nova NBR-6118 alterou, também, as dimensões mínimas dos pilares, as espessuras mínimas das lajes maciças, e passou a exigir uma maior segurança para as lajes em balanço, dentre outras inovações. Além disso, introduzimos diversas modificações de forma e conteúdo, como no dimensionamento dos blocos de fundação, nas armaduras mínimas de sapatas e vigas-parede, no cálculo das aberturas das fissuras incluindo os efeitos das deformações impostas, etc. Enfim, esta edição sofreu uma completa reestruturação em relação à edição anterior.

José Milton

## PLANO DA OBRA

**Volume 1:** Propriedades dos materiais para concreto armado. Durabilidade das estruturas de concreto. Fundamentos de segurança. Flexão normal simples: dimensionamento e verificação de seções retangulares e seções T. Esforço cortante. Ancoragem e emendas das armaduras.

**Volume 2:** Cálculo de lajes maciças. Cálculo de vigas. Estados limites de utilização: fissuração e deformações.

**Volume 3:** Flexo-compressão normal e oblíqua: dimensionamento e verificação de seções. Cálculo de pilares curtos e moderadamente esbeltos. Pilares-parede. Pilares esbeltos. Ações horizontais nas estruturas de contraventamento.

**Volume 4:** Dimensionamento à torção. Flexo-tração. Escadas. Vigas-parede e consolos. Reservatórios. Lajes nervuradas. Lajes de concreto. Fundações. Projeto em situação de incêndio.

# SUMÁRIO

|   |     |
|---|-----|
| 1. MATERIAIS PARA CONCRETO ARMADO.....                                | 1   |
| 1.1 - Introdução .....  | 1   |
| 1.2 - Concreto em compressão simples .....                            | 2   |
| 1.3 - Concreto em tração simples .....                                | 9   |
| 1.4 - O módulo de deformação longitudinal do concreto .....           | 12  |
| 1.5 - Relações tensão-deformação para o concreto .....                | 24  |
| 1.6 - Evolução das propriedades do concreto .....                     | 27  |
| 1.7 - Resistência do concreto sob carga de longa duração .....        | 36  |
| 1.8 - Comportamento reológico do concreto .....                       | 38  |
| 1.9 - Fluência do concreto .....                                      | 40  |
| 1.10- Retração do concreto.....                                       | 49  |
| 1.11- Aços para concreto armado .....                                 | 51  |
| 1.12- Considerações sobre o concreto armado .....                     | 55  |
| 2. DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO.....                       | 59  |
| 2.1 - Vida útil de projeto.....                                       | 59  |
| 2.2 - Mecanismos de deterioração do concreto armado .....             | 61  |
| 2.3 - Critérios de projeto das normas brasileiras .....               | 65  |
| 2.4 - Critérios de projeto das normas europeias .....                 | 71  |
| 2.5 - Comparação entre a NBR-6118 e outras normas de projeto ...      | 76  |
| 2.6 - Sugestões e dados para o projeto estrutural .....               | 80  |
| 3. FUNDAMENTOS DE SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS<br>DE CONCRETO ARMADO..... | 85  |
| 3.1 - Estados limites .....   | 85  |
| 3.2 - As ações nas estruturas.....                                    | 89  |
| 3.3 - Ações de cálculo e combinações de ações .....                   | 92  |
| 3.4 - Resistências de cálculo.....                                    | 102 |
| 3.5 - Avaliação da segurança estrutural.....                          | 103 |
| 4. FLEXÃO NORMAL SIMPLES  |     |
| Dimensionamento de Seções Retangulares .....                          | 111 |
| 4.1 - Hipóteses básicas do dimensionamento .....                      | 111 |

|  |     |
|--|-----|
| 4.2 - Diagramas tensão-deformação dos materiais .....                                      | 112 |
| 4.3 - Domínios de dimensionamento .....  | 117 |
| 4.4 - Diagrama retangular para o concreto .....  | 121 |
| 4.5 - Determinação do momento limite para seções<br>retangulares com armadura simples..... | 122 |
| 4.6 - Dimensionamento de seções retangulares com<br>armadura simples.....                  | 130 |
| 4.7 - Dimensionamento de seções retangulares com<br>armadura dupla .....                   | 134 |
| 4.8 - Roteiro para o dimensionamento de seções<br>retangulares.....                        | 141 |
| 4.9 - Exemplos de dimensionamento.....   | 143 |
| 4.10- Tabelas para o dimensionamento de seções<br>retangulares.....                        | 149 |
| 4.11- Cálculo da armadura mínima .....   | 153 |
| <br>   |     |
| 5. FLEXÃO NORMAL SIMPLES   |     |
| Dimensionamento de Seções T.....   | 157 |
| <br>   |     |
| 5.1 - Geometria da seção transversal .....   | 157 |
| 5.2 - Determinação do momento limite .....   | 158 |
| 5.3 - Dimensionamento com armadura simples.....  | 166 |
| 5.4 - Dimensionamento com armadura dupla.....  | 170 |
| 5.5 - Roteiro para o dimensionamento de seções T .....                                     | 173 |
| 5.6 - Exemplos de dimensionamento.....   | 176 |
| 5.7 - Determinação da largura efetiva da mesa.....   | 181 |
| <br>   |     |
| 6. FLEXÃO NORMAL SIMPLES   |     |
| Verificação da Capacidade Resistente.....  | 189 |
| <br>   |     |
| 6.1 - Definição do problema.....   | 189 |
| 6.2 - Seção retangular com armadura simples .....  | 191 |
| 6.3 - Seção retangular com várias camadas de armadura .....                                | 198 |
| 6.4 - Outras formas de seção sob flexão normal simples.....                                | 206 |
| <br>   |     |
| 7. ESFORÇO CORTANTE.....   | 209 |
| <br>   |     |
| 7.1 - Introdução .....   | 209 |
| 7.2 - Treliça generalizada de Morsch .....   | 213 |
| 7.3 - Treliça clássica de Morsch .....   | 219 |

|  |     |
|--|-----|
| 7.4 - Critério de projeto da NBR-6118 .....          | 221 |
| 7.5 - Força na armadura longitudinal de tração ..... | 227 |
| 7.6 - Peças de altura variável .....                 | 231 |
| 7.7 - Seções próximas aos apoios .....               | 234 |
| 7.8 - Armadura de suspensão.....                     | 236 |
| 7.9 - Armadura de costura .....                      | 239 |
| 7.10- Lajes sem armadura de cisalhamento .....       | 247 |

## 8. ANCORAGEM E EMENDAS DAS BARRAS DA ARMADURA .....

251

|   |     |
|---|-----|
| 8.1 - Ancoragem por aderência.....                                  | 251 |
| 8.2 - Tensão de aderência .....                                     | 256 |
| 8.3 - Tensão última de aderência .....                              | 259 |
| 8.4 - Comprimento de ancoragem reta .....                           | 262 |
| 8.5 - Barras com ganchos .....                                      | 263 |
| 8.6 - Outros fatores de redução do comprimento de<br>ancoragem..... | 269 |
| 8.7 - Ancoragem em apoios de extremidade .....                      | 273 |
| 8.8 - Armadura transversal nas ancoragens .....                     | 283 |
| 8.9 - Emendas das barras da armadura .....                          | 285 |

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....

291

## APÊNDICE: PRINCIPAIS DIFERENÇAS ENTRE AS VERSÕES DA NBR-6118 DE 2007 E DE 2014.....

295

## Capítulo 1

# MATERIAIS PARA CONCRETO ARMADO

### 1.1 - Introdução

Concreto é o material resultante da mistura dos agregados (naturais ou britados) com cimento e água. Em função de necessidades específicas, são acrescentados aditivos químicos (retardadores ou aceleradores de pega, plastificantes e superplastificantes, etc.) e adições minerais (escórias de alto-forno, pozolanas, fíllers calcários, microssílica, etc.) que melhoram as características do concreto fresco ou endurecido.

A resistência do concreto endurecido depende de vários fatores, como o consumo de cimento e de água da mistura, o grau de adensamento, os tipos de agregados e de aditivos, etc. Quanto maior é o consumo de cimento e quanto menor é a relação água-cimento, maior é a resistência à compressão. A relação água-cimento determina a porosidade da pasta de cimento endurecida e, portanto, as propriedades mecânicas do concreto. Concretos feitos com agregados de seixos arredondados e lisos apresentam uma menor resistência do que concretos feitos com agregados britados [1].

Concreto armado é o material composto, obtido pela associação do concreto com barras de aço, convenientemente colocadas em seu interior. Em virtude da baixa resistência à tração do concreto (cerca de 10% da resistência à compressão), as barras de aço cumprem a função de absorver os esforços de tração na estrutura. As barras de aço também servem para aumentar a capacidade de carga das peças comprimidas.

O funcionamento conjunto desses dois materiais só é possível graças à aderência. De fato, se não houvesse aderência entre o aço e o concreto, não haveria o concreto armado. Devido à aderência, as deformações das barras de aço são praticamente iguais às deformações do concreto que as envolve. Em virtude de sua baixa resistência à tração, o concreto fatura na zona tracionada do

elemento estrutural. Desse momento em diante, os esforços de tração passam a ser absorvidos pela armadura. Isso impede a ruína brusca da estrutura, o que ocorreria, por exemplo, em uma viga de concreto simples.

Além de absorver os esforços de compressão, o concreto protege as armaduras contra a corrosão. Apesar da fissuração, quase sempre inevitável em uma estrutura de concreto armado, a durabilidade das armaduras não fica prejudicada, desde que as aberturas das fissuras sejam limitadas. Um cobrimento mínimo de concreto, dependente da agressividade do meio, também é necessário para garantir a durabilidade.

Os coeficientes de dilatação térmica do concreto e do aço são aproximadamente iguais. Dessa forma, quando uma estrutura de concreto armado for submetida a moderadas variações de temperatura, as tensões internas entre o aço e o concreto (geradas pela diferença entre os coeficientes de dilatação térmica) serão pequenas. Nos casos em que a estrutura possa ficar submetida a elevadas temperaturas (incêndios, por exemplo), deve-se adotar um maior cobrimento de concreto para reduzir a variação de temperatura no nível das armaduras.

O concreto armado tem inúmeras vantagens sobre os demais materiais estruturais, como [2]: economia; facilidade de execução em diversos tipos de formas; resistência ao fogo, aos agentes atmosféricos e ao desgaste mecânico; praticamente não requer manutenção ou conservação; permite facilmente a construção de estruturas hiperestáticas (estruturas com reservas de segurança).

Dentre as desvantagens do concreto armado, podem ser citadas: o elevado peso das construções; dificuldades para a execução de reformas ou demolições; menor proteção térmica.

Neste capítulo, são discutidas apenas as propriedades dos materiais que interessam ao projeto das estruturas usuais de concreto armado. As propriedades do concreto fresco, os métodos de dosagem, as propriedades térmicas, dentre outras, podem ser encontradas em bibliografia específica [1, 3].

## **1.2 - Concreto em compressão simples**

A resistência à compressão do concreto é determinada através de ensaios padronizados de curta duração (carregamento rápido). Em alguns regulamentos de projeto, adota-se a resistência cúbica, obtida

Conforme se observa na fig. 1.2.5, as resistências do concreto 1 apresentam uma menor dispersão em torno do valor médio. Isto reflete diretamente no valor da resistência característica, indicando que  $f_{ck,1} > f_{ck,2}$ . Logo, apesar de possuírem a mesma resistência média, o concreto 1 é de melhor qualidade que o concreto 2.

A resistência do concreto depende do estado de tensões. Por exemplo, em um estado de compressão biaxial, verifica-se experimentalmente que ocorre um aumento da resistência [11]. Para duas tensões de compressão iguais, a resistência à compressão é acrescida em cerca de 16%.

Quanto à velocidade de aplicação da carga, observa-se que a resistência depende da taxa de tensão. Quanto maior for a taxa de tensão aplicada, maior será a resistência. O conhecimento do efeito da taxa de tensão na resistência é importante para a análise dinâmica das estruturas. A formulação para a consideração desses efeitos pode ser encontrada no CEB/90.

### 1.3 - Concreto em tração simples

A resistência à tração do concreto pode ser determinada em três ensaios diferentes: ensaio de tração axial, ensaio de compressão diametral ou ensaio de flexão. Normalmente, o termo *resistência à tração* constante nas normas de projeto (NBR-6118, CEB) refere-se à resistência à tração axial (tração direta),  $f_{ct}$ . Na fig. 1.3.1, indicam-se os esquemas dos três ensaios utilizados.

De maneira análoga à resistência à compressão, a resistência à tração do concreto apresenta uma significativa variabilidade em torno de um valor médio. Em geral, essa variabilidade é maior do que a verificada para a resistência à compressão. Assim, podem-se definir um valor médio,  $f_{ctm}$ , e um valor característico,  $f_{ctk}$ , de forma idêntica ao que foi feito para a resistência à compressão.

Segundo o CEB/90, o valor médio da resistência à tração,  $f_{ctm}$ , pode ser obtido da relação

$$f_{ctm} = 1,40 \left( \frac{f_{ck}}{10} \right)^{2/3}, \text{ MPa} \quad (1.3.1)$$

Para concretos com  $f_{ck} > 50$  MPa, a NBR-6118 adota a expressão

$$f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck}), \text{ se } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (1.3.6)$$

a qual foi adaptada do Eurocode 2 – EC2 [12].

Assim como ocorre com a resistência à compressão, a resistência à tração aumenta com o crescimento da taxa de tensão. Por outro lado, em um estado biaxial de tensões (tração-compressão) ocorre uma redução da resistência à tração com o crescimento da tensão de compressão [11].

No dimensionamento dos elementos estruturais, a resistência à tração é desprezada, pois ela tem pouca importância na capacidade de carga da estrutura. Entretanto, na verificação das deformações da estrutura sob as cargas de serviço, é importante levar em conta a colaboração do concreto tracionado. Nesses casos, pode-se empregar a equação (1.3.1) para a estimativa de  $f_{ctm}$  em função da resistência característica  $f_{ck}$  adotada no projeto.

#### 1.4 – O módulo de deformação longitudinal do concreto

O concreto apresenta um comportamento não linear, quando submetido a tensões de certa magnitude. Esse comportamento é decorrente da microfissuração progressiva que ocorre na interface entre o agregado graúdo e a pasta de cimento.

O diagrama tensão-deformação ( $\sigma_c - \varepsilon_c$ ), obtido em um ensaio de compressão simples, é da forma indicada na fig. 1.4.1, onde se observa que não há proporcionalidade entre tensão e deformação (o material não obedece a Lei de Hooke). O trecho descendente do diagrama é obtido em um ensaio com velocidade de deformação controlada.

Na fig. 1.4.1,  $E_c$  é o módulo de deformação longitudinal tangente, representando a inclinação da reta tangente à curva na origem do diagrama. Analogamente, o módulo secante  $E_{cs}$  representa a inclinação da reta que passa pela origem e corta o

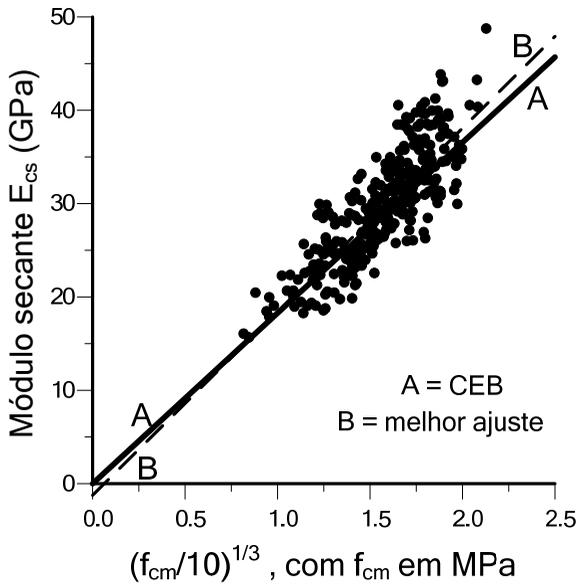


Fig. 1.4.3 – Relação entre  $E_{cs}$  e  $(f_c/10)^{1/3}$

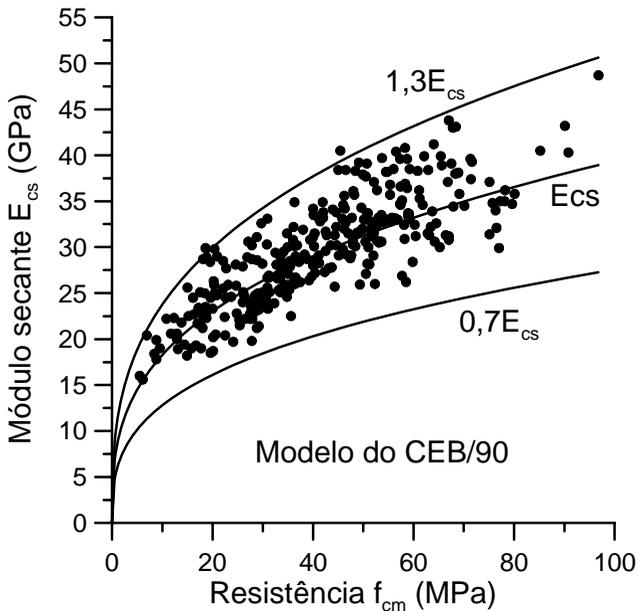


Fig. 1.4.4 – Faixa de variação dos resultados experimentais

O módulo de deformação longitudinal do concreto depende de diversos fatores, sendo a resistência à compressão apenas um deles. As propriedades elásticas dos agregados, por exemplo, têm uma grande influência sobre o módulo de deformação do concreto e são consideradas na formulação do CEB/90.

Assim, nenhum modelo teórico é capaz de prever exatamente o valor do módulo de deformação longitudinal do concreto. Esses modelos são empregados na fase de projeto. Durante a execução da estrutura, é necessário realizar ensaios, na idade especificada no projeto, para comprovar que o concreto utilizado apresenta o módulo de deformação requerido.

As equações (1.4.1) e (1.4.2) fornecem um valor médio para  $E_{cs}$ , considerando um conjunto muito grande de concretos de diferentes origens. Entretanto, pode ser que em determinada região, seja por deficiência do processo construtivo, seja pelas próprias características dos materiais utilizados, não se consiga atingir esses valores médios de  $E_{cs}$ . Nesses casos, o projetista deve considerar um valor reduzido  $E_{cs}/\gamma_E$ , onde  $\gamma_E > 1$ .

Nas estruturas em que o controle das deformações seja muito importante, como em estruturas muito esbeltas, ou quando essas deformações afetarem significativamente os esforços solicitantes, é necessário realizar estudos prévios para uma correta avaliação do módulo de deformação longitudinal do concreto. Esses valores, previamente determinados através de ensaios, é que devem ser utilizados no projeto estrutural.

#### d) Relação da NBR-6118/2014

A NBR-6118/2014 [8] passou a adotar uma combinação das equações anteriores. Nessa versão da norma brasileira, o módulo tangente é dado por

$$E_c = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}}, \text{ MPa, se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (1.4.6)$$

$$E_c = \alpha_E 21500 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3}, \text{ MPa, se } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (1.4.7)$$

material, já que ele varia em função do tamanho do elemento estrutural. Assim, para efeito de projeto, é razoável admitir o diagrama parábola-retângulo, em vista de sua simplicidade.

Para o concreto tracionado, normalmente, admite-se um comportamento elástico linear com ruptura frágil. Entretanto, no caso do concreto armado, o concreto tracionado entre fissuras fornece uma significativa contribuição para a rigidez da estrutura. Assim, na verificação das deformações da estrutura sob as cargas de serviço, é necessário elaborar algum modelo capaz de representar esse comportamento. Esse assunto é tratado em detalhes no Volume 2. Conforme já foi dito, para o dimensionamento dos elementos estruturais, a resistência à tração do concreto é desprezada.

## 1.6 - Evolução das propriedades do concreto

As propriedades do concreto, como o módulo de deformação longitudinal e as resistências à tração e à compressão, sofrem uma contínua variação no tempo, em virtude das reações químicas decorrentes da hidratação do cimento. Esse fenômeno, denominado *envelhecimento*, ocorre durante praticamente toda a vida útil da estrutura, sendo muito acentuado nos primeiros dias após a concretagem.

As propriedades do concreto em uma idade  $t$  dependem do tipo de cimento e das condições de cura (temperatura e umidade). Segundo o CEB/90 [5], para uma temperatura de cura igual a 20°C, a resistência média à compressão do concreto em uma idade  $t$  dias,  $f_{cm}(t)$ , pode ser obtida através da expressão

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (1.6.1)$$

onde  $f_{cm}$  é a resistência média aos 28 dias de idade.

A função  $\beta_{cc}(t)$ , que representa a evolução da resistência no tempo, é dada por

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (1.6.2)$$

ocorre é de aproximadamente 2,8 dias para  $t_o = 28$  e de 41 dias para  $t_o = 180$ . Os valores mínimos da resistência são  $0,79f_{cm}$  e  $0,89f_{cm}$ , conforme a carga seja aplicada aos 28 dias ou aos 180 dias de idade, respectivamente.

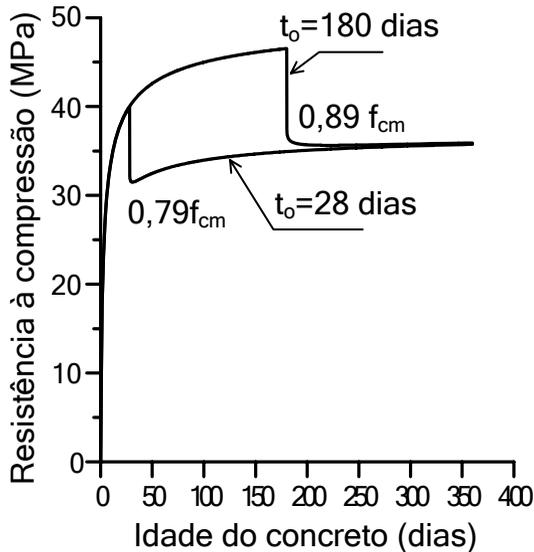


Fig. 1.7.2 - Variação da resistência do concreto com a idade (efeito da carga de longa duração)

Para levar em conta esse efeito, e considerando que em uma estrutura real nem todas as cargas são aplicadas na idade convencional de 28 dias (e além do mais, nem todas as cargas são de longa duração), as normas de projeto limitam a máxima tensão de compressão no concreto em 85% de sua resistência (os fatores de segurança são introduzidos no capítulo 3).

## 1.8 - Comportamento reológico do concreto

O comportamento reológico do concreto, isto é, sua deformabilidade dependente do tempo, tem uma considerável importância na análise estrutural. As deformações diferidas do concreto, ou seja, as deformações dependentes do tempo, são

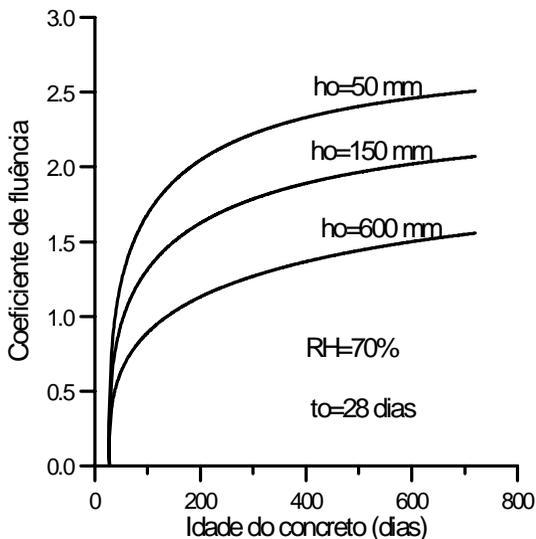


Fig. 1.9.3 - Efeito da espessura no coeficiente de fluência

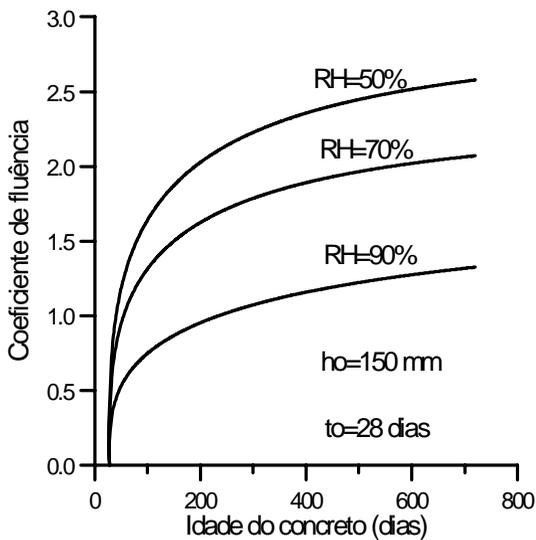


Fig. 1.9.4 - Efeito da umidade ambiente no coeficiente de fluência

Tabela 1.10.1 – Valores finais da deformação específica de retração  
 $\varepsilon_{CS\infty}$  ( $\times 10^{-5}$ )

| $f_{ck}$ (MPa) | Umidade relativa RH (%) |     |     |     |     |     |
|----------------|-------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|
|                | 40                      | 50  | 60  | 70  | 80  | 90  |
| 20             | -68                     | -64 | -57 | -48 | -36 | -20 |
| 40             | -54                     | -50 | -45 | -38 | -28 | -16 |
| 60             | -39                     | -37 | -33 | -27 | -20 | -11 |
| 90             | -17                     | -16 | -15 | -12 | -9  | -5  |

### 1.11 - Aços para concreto armado

De acordo com a NBR-7480[22], as armaduras para concreto armado podem ser classificadas em barras e fios. As barras possuem diâmetros mínimos de 6,3 mm, sendo obtidas por laminação a quente. Os fios apresentam diâmetros máximos de 10 mm, sendo obtidos por trefilação ou laminação a frio. Na nomenclatura usual de projeto, tanto as barras laminadas, quanto os fios trefilados, são designados simplesmente por barras da armadura.

Na tabela 1.11.1, indicam-se as barras e os fios padronizados pela NBR-7480. Conforme está indicado nessa tabela, o número relativo ao fio ou à barra (isto é, a bitola) corresponde ao diâmetro nominal da seção transversal, em milímetros. A massa linear da barra ou do fio (em kg/m) é obtida pelo produto da área da seção nominal (em m<sup>2</sup>) pela massa específica do aço, igual a 7850 kg/m<sup>3</sup>.

A forma do diagrama tensão-deformação dos aços, obtido em um ensaio de tração simples, é influenciada pelo processo de fabricação. As barras, obtidas exclusivamente por laminação a quente, apresentam um patamar de escoamento no diagrama tensão-deformação, como está indicado na fig. 1.11.1. Os fios, obtidos por trefilação, não apresentam um patamar de escoamento definido, como é mostrado na fig. 1.11.2.

De acordo com as figuras 1.11.1 e 1.11.2, são definidos:

$f_y$  = tensão de escoamento;

$f_{st}$  = tensão de ruptura;

$E_s$  = módulo de elasticidade longitudinal;

$\varepsilon_u$  = deformação de ruptura.

## Capítulo 2

# DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

### 2.1 – Vida útil de projeto

A consideração da durabilidade das estruturas de concreto é um dos aspectos de maior relevância, dentro da filosofia das modernas normas de projeto. As exigências relativas à durabilidade estão se tornando cada vez mais rígidas, tanto na fase de projeto, quanto na fase de execução da estrutura.

Essas novas exigências introduzidas nas normas decorrem, em grande parte, da falta de atenção com que muitos projetistas e construtores têm tratado esse tema. Esse descuido com a durabilidade tem contribuído para acelerar a deterioração de diversas estruturas relativamente novas. Por outro lado, o conhecimento dos diversos mecanismos de deterioração das estruturas de concreto tem levado a essa nova concepção de durabilidade introduzida nas atuais normas de projeto, dentre as quais se inclui a norma brasileira NBR-6118.

As exigências relativas à durabilidade destinam-se a garantir a conservação das características das estruturas ao longo de toda a sua vida útil. Durante esse período, não devem ser necessárias medidas extras de manutenção ou reparo das estruturas.

Assim, o termo vida útil de projeto se refere ao período de tempo em que a estrutura é capaz de desempenhar bem as funções para as quais foi projetada, sem necessidade de reparos, não se confundindo com o tempo de vida útil total. O tempo de vida útil total corresponde ao período de tempo que vai até a ruptura total ou parcial da estrutura [25].

Geralmente, a vida útil de projeto corresponde ao tempo que vai até a despassivação da armadura, momento em que se inicia o processo de corrosão. Normalmente, esse é o tempo necessário para que a frente de carbonatação ou a frente de cloretos atinja a armadura [25]. Logo, uma das maneiras de se aumentar a vida útil de projeto é

retardar a chegada dessas frentes, o que se consegue com o aumento da espessura do cobrimento de concreto, com a redução do fator água-cimento e com o emprego de revestimentos.

Com o desenvolvimento do processo de corrosão das armaduras, podem aparecer manchas e fissuras na superfície do concreto, que evoluem até o destacamento do cobrimento com a exposição das armaduras. Esse período de tempo é denominado de vida útil de serviço ou de utilização. Finalmente, tem-se a vida útil última ou total, correspondendo à ruptura da estrutura [25]. Portanto, durante a vida útil de projeto a estrutura não deve apresentar nenhum dano que comprometa sua aparência ou seu adequado funcionamento.

Geralmente, as normas de projeto consideram uma vida útil mínima de 50 anos para as estruturas usuais dos edifícios. Para obras de maior importância, pode ser necessário estabelecer critérios correspondentes a uma vida útil maior como, por exemplo, 100 anos.

Na tabela 2.1.1, apresentam-se os tempos de vida útil especificados pela EN 1990 [26].

Tabela 2.1.1 – Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto

| Categoria   | Vida útil (anos) | Exemplos  |
|---|------------------|---|
| 1   | 10               | Estruturas provisórias <sup>1)</sup>                                      |
| 2   | 10 a 25          | Componentes estruturais que possam ser substituídos                       |
| 3   | 15 a 30          | Estruturas agrícolas e semelhantes  |
| 4   | 50               | Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes                     |
| 5   | 100              | Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas similares |
| 1) As estruturas ou componentes estruturais que possam ser desmontados, tendo em vista a sua reutilização, não deverão ser considerados como provisórios. |                  |   |

A correta definição dos critérios para garantir adequada vida útil da estrutura, ainda na fase de projeto, é fundamental para se obter uma estrutura econômica. Quanto mais tarde forem tomadas as medidas visando à durabilidade, maior será o custo de sua implementação. Assim, o problema da durabilidade deve ser

## Capítulo 3

# FUNDAMENTOS DE SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

### 3.1 - Estados limites

Além dos aspectos econômicos e estéticos, uma estrutura de concreto armado deve ser projetada para atender aos seguintes requisitos de qualidade:

1) *segurança*: dentro de um nível de segurança preestabelecido, a estrutura deve suportar as ações que lhe são impostas durante a sua vida útil (incluindo a fase construtiva), sem a ocorrência de ruptura ou perda do equilíbrio estático;

2) *bom desempenho em serviço*: nas condições normais de utilização, as deformações da estrutura devem ser suficientemente pequenas para não provocar danos inaceitáveis em elementos não estruturais, não afetar o seu uso ou a sua aparência, nem causar desconforto aos usuários; o grau de fissuração não deve afetar o uso ou a aparência da estrutura, nem prejudicar a proteção da armadura;

3) *durabilidade*: a estrutura deve se manter em bom estado de conservação sob as influências ambientais previstas, sem necessidade de reparos de alto custo ao longo de sua vida útil.

Para certos tipos de estruturas, são fixadas condições específicas, como a exigência de resistência ao fogo, à explosão, ao impacto ou às ações sísmicas, ou exigências relativas à estanqueidade, ao isolamento térmico ou acústico. Além disso, podem ser fixadas exigências referentes ao impacto ambiental.

Quando algum dos requisitos relativos aos itens (1) e (2) não é atendido, considera-se que foi alcançado um estado limite. As

exigências relativas à durabilidade deixam de ser atendidas quando não são observados os critérios de projeto definidos no capítulo 2.

Assim, em função dos requisitos estabelecidos nos itens (1) e (2), são definidos os seguintes estados limites:

- *Estados limites últimos (ou de ruína)*: são aqueles relacionados ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que determine a paralisação, no todo ou em parte, do uso da estrutura.

No projeto das estruturas de concreto armado, deve-se verificar a segurança em relação aos seguintes estados limites últimos:

- a) ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- b) instabilidade do equilíbrio, considerando os efeitos de segunda ordem;
- c) perda de equilíbrio da estrutura, admitida como um corpo rígido;
- d) estado limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- e) transformação da estrutura, no todo ou em parte, em um sistema hipostático.

- *Estados limites de utilização (ou de serviço)*: correspondem aos estados em que a utilização da estrutura torna-se prejudicada, por apresentar deformações excessivas (incluindo vibrações indesejáveis), ou por um nível de fissuração que comprometa a sua durabilidade.

Assim, no projeto das estruturas usuais de concreto armado, são considerados o estado limite de deformações excessivas e o estado limite de abertura das fissuras.

Observa-se que o requisito da segurança está relacionado com os estados limites últimos, enquanto a durabilidade, a aparência e o conforto estão ligados aos estados limites de utilização.

Os próximos capítulos deste livro são dedicados aos procedimentos de projeto necessários para garantir um adequado nível de segurança (portanto, no estado limite último). Os estados limites de utilização são abordados no Volume 2.

Conforme foi dito, um estado limite último pode ser atingido por ruptura de uma ou mais partes da estrutura ou por instabilidade do equilíbrio. A ruptura pode ocorrer por esmagamento do concreto

## Capítulo 4

# FLEXÃO NORMAL SIMPLES

## Dimensionamento de Seções Retangulares

### 4.1 - Hipóteses básicas do dimensionamento

As hipóteses básicas admitidas no dimensionamento de uma seção transversal de concreto armado, submetida à flexão simples ou composta, são as seguintes:

#### a) Hipótese das seções planas

Admite-se que uma seção transversal ao eixo do elemento estrutural indeformado, que inicialmente era plana e normal a esse eixo, permaneça nessa condição após as deformações do elemento. Essa é a hipótese fundamental da teoria de flexão de barras esbeltas.

Em consequência da hipótese das seções planas, resulta uma distribuição linear das deformações normais ao longo da altura das seções transversais. Assim, a deformação em uma fibra genérica da seção é diretamente proporcional à sua distância até a linha neutra.

#### b) Aderência perfeita

Admite-se a existência de uma aderência perfeita entre o concreto e o aço, ou seja, nenhum escorregamento da armadura é considerado. Com isso, as armaduras vão estar sujeitas às mesmas deformações do concreto que as envolve. Logo, a deformação em um ponto da seção transversal será calculada de acordo com a hipótese a, independentemente de este ponto corresponder ao aço ou ao concreto.

#### c) Concreto em tração

Despreza-se totalmente a resistência à tração do concreto. Com isso, todo o esforço de tração é resistido pelas armaduras.

Essa hipótese é perfeitamente justificada em vista da baixa resistência à tração do concreto. De fato, o concreto tracionado só é importante nas condições de serviço da estrutura. No estado limite último, para o qual se faz o dimensionamento, o concreto tracionado dá uma colaboração muito pequena para a resistência.

## 4.2 - Diagramas tensão-deformação dos materiais

### a) Concreto em compressão

Conforme foi mostrado no capítulo 1, o diagrama tensão-deformação do concreto, obtido em um ensaio de compressão simples, é não linear desde o início do carregamento. De acordo com a NBR-6118, para efeito de dimensionamento pode-se adotar o diagrama indicado na fig. 4.2.1, o qual é derivado do clássico diagrama parábola-retângulo.

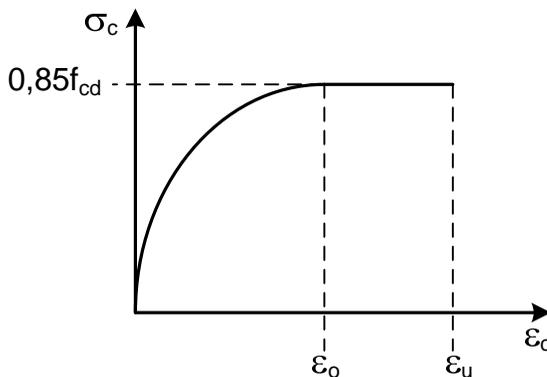


Fig. 4.2.1 - Diagrama tensão-deformação parábola-retângulo

O diagrama tensão-deformação é descrito pelas seguintes expressões:

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^n \right], \text{ se } \varepsilon_c \leq \varepsilon_o \quad (4.2.1)$$

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd}, \text{ se } \varepsilon_o \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_u \quad (4.2.2)$$

$$\sigma_c = 0, \text{ se } \varepsilon_c > \varepsilon_u \quad (4.2.3)$$

onde  $\varepsilon_c$  é a deformação de compressão e  $\sigma_c$  é a tensão correspondente.

Conforme se observa, a máxima tensão de compressão é igual a  $0,85 f_{cd}$ , sendo  $f_{cd}$  a resistência à compressão de cálculo.

Na tabela 4.2.1, indicam-se os valores dos parâmetros que definem o diagrama parábola-retângulo.

Tabela 4.2.1 – Parâmetros do diagrama parábola-retângulo

| $f_{ck}$ (MPa)      | $\leq 50$ | 55   | 60  | 70   | 80  | 90  |
|---------------------|-----------|------|-----|------|-----|-----|
| $\varepsilon_o$ (‰) | 2,0       | 2,2  | 2,3 | 2,4  | 2,5 | 2,6 |
| $\varepsilon_u$ (‰) | 3,5       | 3,1  | 2,9 | 2,7  | 2,6 | 2,6 |
| $n$                 | 2,0       | 1,75 | 1,6 | 1,45 | 1,4 | 1,4 |

Conforme se observa na tabela 4.2.1, para  $f_{ck} \leq 50$  MPa o expoente  $n$  é igual a 2 e a equação (4.2.1) coincide com uma parábola do segundo grau, como foi originalmente proposto por Hognestad (ver seção 1.5 do capítulo 1). As equações (4.2.1) a (4.2.3) introduzem uma modificação no diagrama parábola-retângulo clássico, para permitir a consideração de concretos de elevada resistência (concretos do grupo II, com  $f_{ck} > 50$  MPa).

Os parâmetros da tabela 4.2.1 são representados pelas seguintes equações:

$$\varepsilon_o \left( \frac{\text{‰}}{\text{‰}} \right) = 2,0, \text{ se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (4.2.4)$$

$$\varepsilon_o \left( \frac{\text{‰}}{\text{‰}} \right) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}, \text{ se } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (4.2.5)$$

$$\varepsilon_u \left( \frac{\text{‰}}{\text{‰}} \right) = 3,5, \text{ se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (4.2.6)$$

#### 4.4 - Diagrama retangular para o concreto

Para simplificar o trabalho de cálculo, a NBR-6118 permite substituir o diagrama parábola-retângulo por um diagrama retangular de tensões no concreto, como é indicado na fig. 4.4.1.

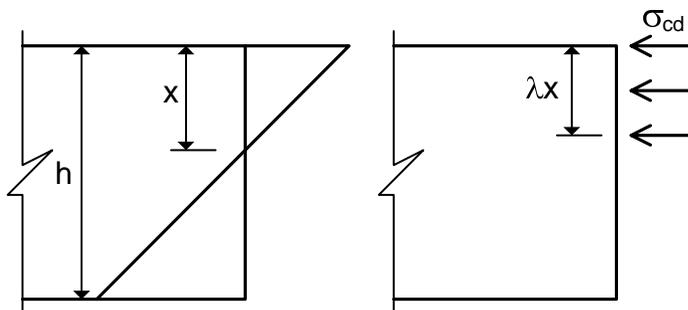


Fig. 4.4.1 - Distribuição das tensões no concreto

Conforme se observa na fig. 4.4.1, pode-se admitir que a tensão no concreto seja igual a  $\sigma_{cd} = \alpha_c f_{cd}$  desde a borda comprimida da seção até uma distância  $\lambda x$ , onde  $x$  é a profundidade da linha neutra.

O coeficiente  $\alpha_c$  é dado por

$$\alpha_c = 0,85, \text{ se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (4.4.1)$$

$$\alpha_c = 0,85 \left[ 1 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200} \right], \text{ se } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (4.4.2)$$

Se a largura da zona comprimida diminuir na direção da fibra extrema mais comprimida, os valores de  $\alpha_c$  devem ser multiplicados por 0,9.

O parâmetro  $\lambda$  é dado por

$$\lambda = 0,8, \text{ se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (4.4.3)$$

## Capítulo 5

### FLEXÃO NORMAL SIMPLES Dimensionamento de Seções T

#### 5.1 - Geometria da seção transversal

Apesar de não serem tão usuais quanto as seções retangulares, as seções em forma de T são bastante empregadas em pontes, em vigas pré-moldadas e mesmo nas estruturas de edifícios compostas por lajes maciças e vigas. Nestes casos, as dimensões da mesa da seção transversal são determinadas de acordo com as considerações da NBR-6118, apresentadas ao final deste capítulo.

Na fig. 5.1.1, representa-se uma seção T submetida ao momento fletor de cálculo  $M_d$ .

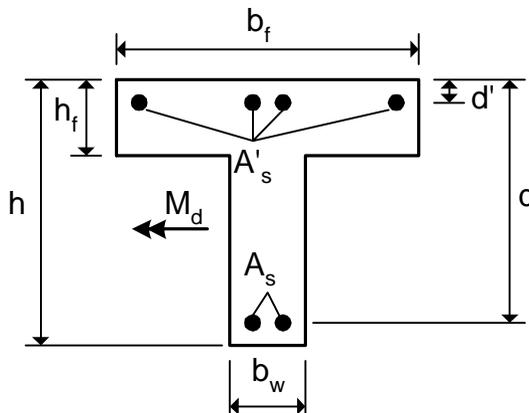


Fig. 5.1.1 - Geometria da seção T

De acordo com a fig. 5.1.1, são definidas as seguintes variáveis:

$b_w$  = largura da nervura;

- $b_f$  = largura da mesa;  
 $h$  = altura total da seção;  
 $h_f$  = espessura da mesa;  
 $d$  = altura útil da seção;  
 $A_s$  = área da armadura tracionada;  
 $A'_s$  = área da armadura comprimida;  
 $d'$  = distância do centroide de  $A'_s$  até a borda comprimida.

Deve ser salientado que a seção da fig. 5.1.1 só funcionará como uma seção T se o momento fletor solicitante for positivo (comprimindo a mesa e tracionando a nervura). Se o momento for negativo, a mesa estará tracionada e, neste caso, o que se tem é uma seção retangular de largura  $b_w$  e altura  $h$ .

As hipóteses do dimensionamento das seções T são as mesmas já discutidas no capítulo 4. Assim, dadas as dimensões da seção transversal, o dimensionamento, isto é, o cálculo das áreas de aço, é feito de maneira análoga ao apresentado para as seções retangulares. Logo, antes de tudo, é necessário determinar o momento limite,  $M_{d\text{lim}}$ , entre as soluções com armadura simples e com armadura dupla.

## 5.2 - Determinação do momento limite

Conforme foi mostrado no capítulo 4, o momento limite, entre as soluções com armadura simples e com armadura dupla, é obtido considerando a profundidade da linha neutra  $x_{\text{lim}} = \xi_{\text{lim}} d$ , onde

$$\xi_{\text{lim}} = 0,45, \text{ se } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa} \quad (5.2.1)$$

$$\xi_{\text{lim}} = 0,35, \text{ se } f_{ck} > 35 \text{ MPa}$$

Se for realizada redistribuição de esforços, devem-se considerar os valores de  $\xi_{\text{lim}}$  indicados nas equações (4.5.3) e (4.5.4) do capítulo 4.

## Capítulo 6

### FLEXÃO NORMAL SIMPLES Verificação da Capacidade Resistente

#### 6.1 - Definição do problema

Os capítulos 4 e 5 foram dedicados ao dimensionamento de seções de concreto armado submetidas à flexão normal simples. Conforme foi apresentado, o dimensionamento consiste em determinar as dimensões da seção transversal e as armaduras necessárias para garantir o equilíbrio no estado limite último (definido através dos domínios de dimensionamento).

Na realidade, ao enfrentar esse problema procura-se, de início, fazer um pré-dimensionamento da seção de concreto. Assim, conhecidas as dimensões da seção, o que se faz é calcular as áreas das armaduras para um momento fletor solicitante de cálculo  $M_d$ . A segurança global obtida nesse processo é dada pela combinação dos coeficientes parciais  $\gamma_f$ ,  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$ .

O dimensionamento constitui o trabalho diário dos projetistas das estruturas de concreto armado. Entretanto, em muitas situações, há a necessidade de resolver um outro tipo de problema: a verificação da capacidade resistente.

O problema da verificação da capacidade resistente na flexão normal simples pode ser colocado da seguinte forma: “dada uma seção transversal de concreto armado com todas as dimensões e as armaduras conhecidas, procura-se o momento fletor que leva a seção à ruína”. Esse problema surge, por exemplo, em reformas e ampliações, quando se pretende mudar as condições de carregamento de vigas e lajes. Interessa saber se a viga já construída resistirá às novas cargas decorrentes da ampliação.

A princípio, pode-se pensar em realizar um dimensionamento da seção transversal da viga (com o momento fletor devido ao novo carregamento) e comparar as armaduras calculadas com as armaduras

## Capítulo 7

### ESFORÇO CORTANTE

#### 7.1 - Introdução

Considere-se a viga biapoiada da fig. 7.1.1, submetida a duas cargas concentradas iguais e equidistantes dos apoios. Na mesma figura estão indicados os diagramas de momentos fletores e de esforços cortantes na viga.

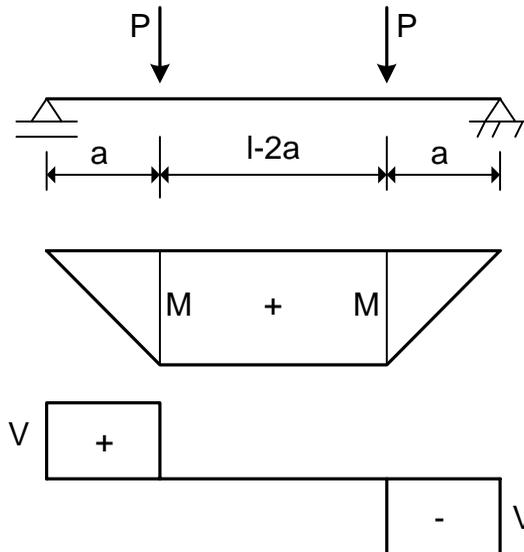


Fig. 7.1.1 - Carregamento e esforços solicitantes

No trecho entre as cargas, o único esforço solicitante é o momento fletor  $M$ , enquanto nos trechos de comprimento  $a$  atuam o momento fletor e o esforço cortante  $V$ .

Na fig. 7.1.2, estão indicadas as componentes das tensões em um elemento infinitesimal localizado entre as duas cargas.

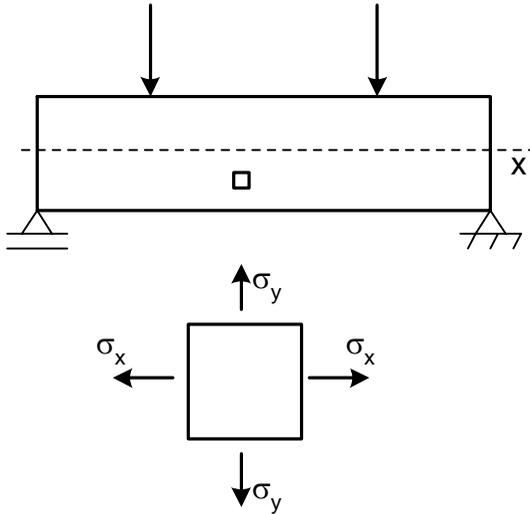


Fig. 7.1.2 - Tensões no trecho entre as cargas

A tensão normal  $\sigma_x$  é obtida em função do momento fletor, da forma usual. Abaixo da linha neutra,  $\sigma_x$  é positiva (tensão de tração) e acima da linha neutra ela é negativa (compressão). A componente  $\sigma_y$  é desprezada na teoria de vigas esbeltas.

Logo,  $\sigma_x$  é a própria tensão principal na direção do eixo da viga. Assim, no trecho entre as cargas, as trajetórias das tensões principais são paralelas ao eixo da viga.

Nos trechos onde há esforço cortante, surgem tensões de cisalhamento  $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ , conforme é indicado na fig. 7.1.3. As componentes das tensões,  $\sigma_x$  e  $\tau_{xy}$ , são obtidas em função do momento fletor e do esforço cortante com as fórmulas clássicas da Resistência dos Materiais.

As tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$  estão inclinadas em relação ao eixo da viga. Na altura da linha neutra, o ângulo de inclinação  $\theta$  é igual a  $45^\circ$ .

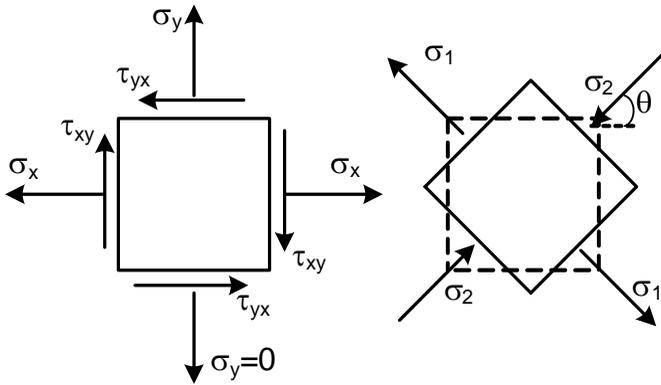


Fig. 7.1.3 - Tensões normais e de cisalhamento

Enquanto não aparecer a primeira fissura, a viga se encontra no Estádio I e a análise pode ser feita com as fórmulas clássicas da Resistência dos Materiais. Quando a tensão principal de tração,  $\sigma_1$ , atinge a resistência à tração do concreto, surge uma fissura inclinada e a viga entra no Estádio II. No estado fissurado, não mais se aplicam as fórmulas mencionadas.

Na fig. 7.1.4, indicam-se as trajetórias das tensões principais e as orientações das fissuras ao longo do eixo da viga.

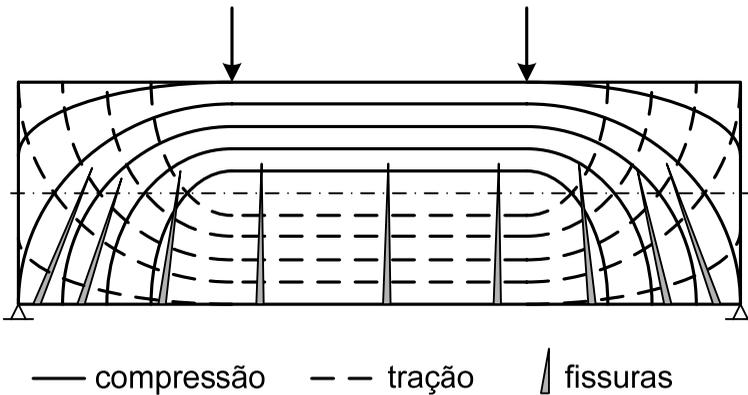


Fig. 7.1.4 – Trajetórias das tensões principais e orientação das fissuras em uma viga fletida

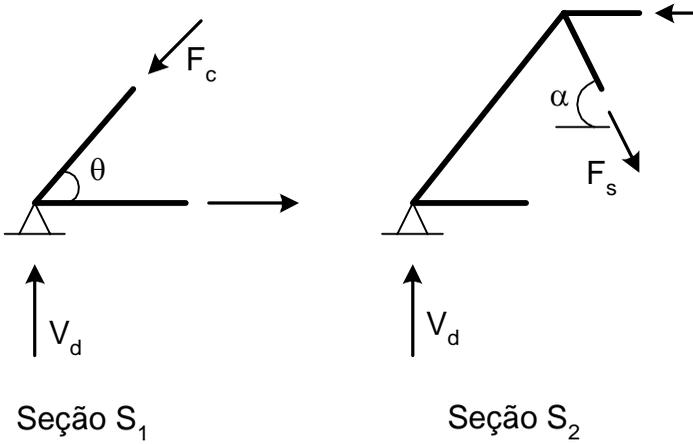


Fig. 7.2.2 - Forças nas barras da treliça

Na fig. 7.2.3, representa-se uma biela simples submetida à força de compressão  $F_c$ . Essa força atua em uma área  $A_c = b_w h_o$ , onde  $b_w$  é a largura da viga e  $h_o$  é a dimensão normal à força  $F_c$ , dada por

$$h_o = a_c \text{ sen } \theta \tag{7.2.4}$$

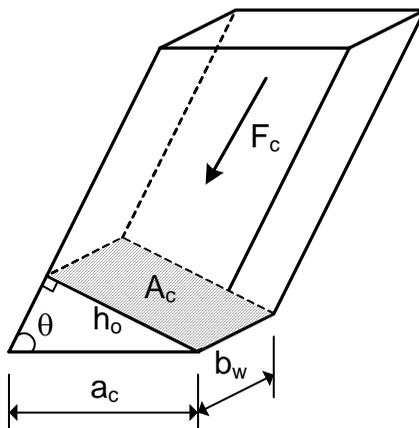


Fig. 7.2.3 - Solicitação na biela inclinada

## Capítulo 8

### ANCORAGEM E EMENDAS DAS BARRAS DA ARMADURA

#### 8.1 - Ancoragem por aderência

A ancoragem das barras da armadura pode ser feita por aderência ou por dispositivos especiais, como placas de ancoragem. As ancoragens por aderência são mais baratas e por isso são sempre usadas, quando se dispõe de um comprimento necessário para as mesmas.

Na fig. 8.1.1, representa-se uma barra de aço solidária a um bloco de concreto e submetida a uma força de tração de cálculo  $R_{sd}$ . Devido à aderência entre o concreto e o aço, surgem tensões tangenciais  $\tau_b$  na interface entre os dois materiais. Dessa maneira, a força de tração na barra de aço é transferida ao concreto ao longo do comprimento  $l_b$ .

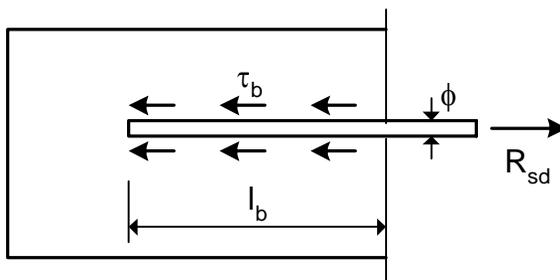


Fig. 8.1.1 - Tensões de aderência

As tensões de aderência  $\tau_b$  são variáveis ao longo do comprimento de ancoragem  $l_b$ . Entretanto, para efeito de projeto é suficiente considerar o valor médio de cálculo  $f_{bd}$ .

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. NEVILLE, A. M. *Propriedades do Concreto*. Tradução de Salvador E. Giannusso, São Paulo: PINI, 1997.
2. LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. *Construções de Concreto*. Rio de Janeiro: Interciência, v.1, 1977; v.3, 1978.
3. EQUIPE DE FURNAS: Laboratório de Concreto. *Concretos - Ensaios e Propriedades*. Editor: Walton Pacelli de Andrade. São Paulo: PINI, 1997.
4. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *Code-modèle CEB/FIP pour les Structures en Béton*. Bulletin d'Information 124/125, Paris, 1978.
5. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB-FIP Model Code 1990*. Published by Thomas Telford, London, 1993.
6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-12655: Concreto de Cimento Portland – Preparo, controle e recebimento. Rio de Janeiro, 2006.
7. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-8953: *Concreto Para Fins Estruturais - Classificação por grupos de resistência*. Rio de Janeiro, 1992.
8. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-6118: *Projeto de Estruturas de Concreto*. Rio de Janeiro, 2014.
9. SANTOS, L. M. *Cálculo de Concreto Armado*. v. 1, 2. ed., São Paulo: Ed. LMS Ltda., 1983.
10. HELENE, P. R. L. *Estudo da variação do módulo de elasticidade do concreto com a composição e características do concreto fresco e endurecido*. Relatório à ABCP, São Paulo, Janeiro, 1998.

11. KUPFER, H.B.; GERSTLE, K. H. *Behavior of concrete under biaxial stresses*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, v.99, p.852-866, Aug. 1973.
12. COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. NP EN 1992-1-1. *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Março, 2010.
13. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary*. 2011.
14. ARAÚJO, J. M. *Modelos para previsão do módulo de deformação longitudinal do concreto: NBR-6118 versus CEB*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande: Ed. Dunas, n.12, p.81-91, out. 2008. Disponível em: <[www.editoradunas.com.br/revistatpec](http://www.editoradunas.com.br/revistatpec)>.
15. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *Selected Justification Notes*. Bulletin d'Information n.217, Lausanne, 1993.
16. CARRASQUILLO, R. L.; NILSON, A. H.; SLATE, F. O. *Properties of high strength concrete subject to short-term loads*. ACI Journal, v. 78, n. 3, p. 171-178, May, 1981.
17. INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE – FIB. *Model Code 2010*. Lausanne, March, 2010.
18. DESAYI, K.; KRISHNAN, S. *Equation for the stress-strain curve of concrete*. Journal of the American Concrete Institute. v.61, n.3, p.345-350, 1964.
19. JIMENEZ MONTOYA, P.; GARCIA MESEGNER, A.; MORAN CABRE, F. *Hormigón Armado*. 14ª edición basada en la EHE. Barcelona: Gustavo Gili, 2000.
20. RÜSCH, H. *Researches toward a general flexural theory for structural concrete*. Journal of the American Concrete Institute, v.57, p.1-28, 1960.
21. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB Design Manual on Structural Effects of Time-Dependent Behaviour of Concrete*. Switzerland, 1984.

22. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-7480:Aço Destinado a Armaduras Para Estruturas de Concreto Armado*. Rio de Janeiro, 2007.
23. ARAÚJO, J. M. *Dimensionamento à flexão simples de seções transversais de concreto armado com ênfase na ductilidade*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande: Ed. Dunas, n.14, p.1-13, out. 2009. Disponível em: <[www.editoradunas.com.br/revistatpec](http://www.editoradunas.com.br/revistatpec)>.
24. FUSCO, P. B. *Técnica de Armar as Estruturas de Concreto*. São Paulo: PINI, 1995.
25. COMISSÃO DE ESTUDO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO SIMPLES, ARMADO E PROTENDIDO – ABNT, CE 02:124.15. Projeto de Revisão da NBR-6118. Janeiro, 2000.
26. COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. NP EN 1990. *Eurocódigo: Bases para o Projecto de Estruturas*. Março, 2009.
27. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 206-1. *Concrete – Part 1: Specification, performance, production and conformity*. Dec. 2000.
28. INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA INDUSTRIAL. *Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón*. CIRSOC 201. Buenos Aires, Julio, 2005.
29. STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA. *Australian Standard AS 3600: Concrete Structures*. Homebush, NSW, Australia, 1994.
30. MALHEIRO, R. L. M. C. *Influência do revestimento de argamassa no transporte de cloretos em estruturas de concreto armado inseridas no meio urbano*. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, Março, 2008.
31. COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. *Instrucción de Hormigón Estructural, EHE-08*, Madrid, 2008.
32. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-15200: Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio*. Rio de Janeiro, 2012.

33. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-8681: Ações e Segurança nas Estruturas*. Rio de Janeiro, 2003.
34. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6120: Cargas Para o Cálculo de Estruturas de Edificações*. Rio de Janeiro, 1980.
35. ARAÚJO, J. M. *Análise probabilística de vigas de concreto armado. Parte 1: Avaliação das deformações*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, Lisboa, n.42, p.19-24, 1997.
36. ARAÚJO, J. M. *Análise probabilística de vigas de concreto armado. Parte 2: Avaliação da segurança*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, Lisboa, n.43, p.35-39, 1998.
37. ARAÚJO, J. M. *A confiabilidade no projeto de pilares de concreto armado*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande: Ed. Dunas, n.2, p.1-8, maio, 2001. Disponível em: <[www.editoradunas.com.br/revistatpec](http://www.editoradunas.com.br/revistatpec)>.

# **APÊNDICE**

## **PRINCIPAIS DIFERENÇAS ENTRE AS VERSÕES DA NBR-6118 DE 2007 E DE 2014**