

**unesp**  UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JÚLIO DE MESQUITA FILHO"

**FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA**

**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

# **INTRODUÇÃO AO ESTUDO DO CONCRETO ARMADO**

Ilha Solteira-SP  
2008

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	4
1.1 Definição .....	4
1.2 Breve Histórico .....	4
1.3 Vantagens e Desvantagens .....	5
1.4 Normalização.....	5
1.5 Notações .....	6
2. SEGURANÇA E ESTADOS LIMITES .....	8
2.1 Métodos de Avaliação da Segurança .....	8
2.2 Estados Limites .....	9
3. AÇÕES .....	12
3.1 Ações Permanentes .....	12
3.2 Ações Variáveis .....	12
3.3 Ações Excepcionais .....	13
3.4 Valores Representativos das Ações .....	13
3.5 Valores de Cálculo das Ações .....	14
3.6 Combinações das Ações.....	15
4. COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO .....	16
4.1 Coeficientes de Ponderação das Ações .....	16
4.2 Coeficientes de Ponderação das Resistências .....	17
5. ESTUDO DO MATERIAL CONCRETO .....	18
5.1 Classes de Concreto .....	18
5.2 Coeficiente de Dilatação Térmica .....	18
5.3 Resistência à Compressão .....	18
5.4 Resistência à Tração .....	20
5.5 Diagramas Tensão-Deformação .....	21
5.6 Módulo de Elasticidade .....	22
5.7 Módulo de Elasticidade Transversal e Poisson .....	23
5.8 Efeito Rüsç .....	23
5.9 Deformabilidade do Concreto .....	24
6. ESTUDO DO MATERIAL AÇO .....	27
6.1. Nomenclatura .....	27
6.2 Tipos de Aço Para o Concreto Armado .....	27
6.3 Módulo de Elasticidade .....	28
7. ANÁLISE ESTRUTURAL .....	30
7.1 Estruturas de Elementos Lineares .....	30
7.2 Aproximações para Estruturas Usuais de Edifícios .....	31
8. DIMENSIONAMENTO ÀS SOLICITAÇÕES NORMAIS .....	34
8.1 Hipóteses de Dimensionamento .....	34
8.2 Domínios de Deformação .....	35
8.3 Equações de Compatibilidade .....	36
9. ESTÁDIOS DE FLEXÃO .....	38

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Representação esquemática do método semi -probabilístico .....	9
Figura 2 – Aspecto característico da ruptura dos corpos -de-prova de concreto. ....	18
Figura 3 – Resistência do concreto: distribuição normal .....	19
Figura 4 – Forma de ruptura de um corpo-de-prova: compressão diametral .....	20
Figura 5 – Diagrama tensão-deformação do concreto. ....	21
Figura 6 – Diagrama parábola-retângulo de tensões. ....	21
Figura 7 - Diagrama retangular de tensões. ....	22
Figura 8 – Diagrama de tensão-deformação bilinear na tração. ....	22
Figura 9 – Velocidade de carregamento do concreto .....	23
Figura 10 – Deformabilidade do concreto .....	25
Figura 11 – Relaxação do concreto .....	25
Figura 12 – Diagrama tensão-deformação de cálculo do aço. ....	28
Figura 13 – Vão efetivo de vigas. ....	31
Figura 14 – Arredondamento do diagrama de momento fletor. ....	31
Figura 15 – Esquema para consideração dos momentos de semi -engastamento. ....	32
Figura 16 – Domínios de deformação: estado limite último .....	35
Figura 17- fissuração em uma viga de concreto. ....	38
Figura 18 – Configuração de uma viga pós-ruptura: esmagamento do concreto .....	41

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores do coeficiente $\gamma_{f2}$ para ações variáveis - ELU .....	15
Tabela 2 – Valores do coeficiente ( $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ ) - ELU .....	16
Tabela 3 – Valores do coeficiente ( $\gamma_n$ ) .....	17
Tabela 4 – Valores dos coeficientes $\gamma_c$ e $\gamma_s$ – E.L.U. ....	17
Tabela 5 – Tipos de aço para o concreto armado .....	28
Tabela 6 – Valores de $\xi_{lim}$ .....	37

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1 Definição

Concreto Armado é o material resultante da conveniente união do concreto simples com o aço de baixo teor de carbono, tratando-se, portanto, de um material de construção composto. Admite-se que exista perfeita aderência entre esses dois materiais, de forma a trabalharem solidariamente sob as diferentes ações que atuam nas construções de um modo geral.

Em um elemento estrutural qualquer, sujeito a um conjunto de esforços solicitantes, cabe ao material concreto a função principal de absorver as tensões de compressão, sendo normalmente desprezada a sua pequena resistência à tração, que de modo aproximado poderia ser tomada como 1/10 de sua resistência à compressão. Ao material aço, chamado de armadura passiva, atribui-se a tarefa de absorver as tensões de tração e auxiliar o concreto a absorver as tensões de compressão, quando necessário.

A viabilidade do concreto armado como elemento estrutural se deve a três razões básicas, a saber:

- Trabalho conjunto entre o aço e o concreto, assegurado pela aderência entre os dois materiais;
- Proteção que o concreto fornece ao material aço dos ataques do meio ambiente, garantindo assim a durabilidade da estrutura;
- Os coeficientes de dilatação térmica dos dois materiais são semelhantes:

- concreto:  $\alpha = 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
- aço:  $\alpha = 1,2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$

## 1.2 Breve Histórico

A descoberta do cimento tem sua origem nas pesquisas realizadas por Smeaton e Parker, no século XVIII, sendo que sua produção industrial somente ocorreu no século seguinte, como consequência dos estudos e pesquisas de Vicat e Josef Aspdin, na Inglaterra em 1824.

O concreto armado surgiu na França, em 1849, quando Lambot construiu um pequeno barco com argamassa e fios de aço de pequeno diâmetro, exibido em Paris em 1855.

Em 1861, o horticultor e paisagista Joseph Monier, constrói vasos ornamentais em argamassa armada, conseguindo em 1867 patentear essa invenção. Posteriormente, consegue patentes de tubos, reservatórios, placas e pontes.

Em 1850 tem início uma série de ensaios realizados pelo advogado norte americano Thaddeus Hyatt, que em 1877 obtém patente para um sistema de execução de vigas de concreto e aço, no qual as barras previam os efeitos de tração e cisalhamento, sugerindo o uso de estribos e barras dobradas.

A seguir, apresentam-se outros fatos significativos no desenvolvimento do concreto armado:

1880 - Hennebique, na França, constrói a primeira laje armada com barras de aço de seção circular;

- 1886 - Koenen, na Alemanha, escreve a primeira publicação sobre o cálculo de concreto armado;
- 1888 - Döhring, na Alemanha, registra a primeira patente sobre aplicação de protensão em placas e em pequenas vigas;
- 1897 - Rabut, na França, inicia o primeiro curso sobre concreto armado, na “École des Ponts et Chaussées”;
- 1902 - Mörsch, engenheiro alemão, publica a primeira edição de seu livro, apresentando resultados de numerosas experiências, tornando-se um dos mais importantes pesquisadores do concreto armado.

Já a engenharia nacional se destacou no cenário mundial com obras que superaram diversos recordes mundiais, entre as quais estão as projetadas por Emílio Henrique Baumgart, considerado por muitos como o pai da engenharia estrutural no Brasil, a saber:

- ✓ Ponte construída em Santa Catarina, em 1928, com vão recorde de 68m em viga reta, e construída por um processo original, hoje denominado de balanços sucessivos;
- ✓ Edifício construído no Rio de Janeiro, entre 1928 e 1930, com 22 pavimentos, o maior do mundo em concreto armado, na época.

Várias outras obras de destaque da engenharia nacional poderiam ser citadas, como por exemplo, o estádio de futebol do Maracanã e diversos edifícios públicos.

### **1.3 Vantagens e Desvantagens**

De um modo geral, pode-se apresentar as seguintes vantagens do concreto armado:

- ✓ O concreto fresco é facilmente moldável, adaptando-se a qualquer tipo de forma;
- ✓ É um material que apresenta boa durabilidade e resistência às intempéries, quando bem executado;
- ✓ O concreto executado convenientemente é pouco permeável, prestando-se bem para obras hidráulicas;
- ✓ Boa resistência ao fogo, choques, efeitos atmosféricos e ao desgaste mecânico;
- ✓ As estruturas de concreto são por natureza monolíticas e hiperestáticas, apresentando maiores reservas de segurança;
- ✓ Fácil manutenção e conservação.

Como desvantagens do concreto armado podem-se citar:

- ✓ Peso próprio elevado, da ordem de  $25 \text{ KN/m}^3$ ;
- ✓ Transmissão de sons e de calor, exigindo cuidados em casos especiais;
- ✓ Facilidade de fissuração aparente, sem prejuízo estrutural, porém podendo comprometer a estética ou conduzir a um estado limite de utilização;
- ✓ Dificuldades de reformas e de adaptações.

### **1.4 Normalização**

Em 1973 foi criado o Sistema Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial (SINMETRO), com a finalidade de reger as atividades de normalização no país. Ele é composto por dois órgãos: o Conselho Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial

(CONMETRO), que tem a finalidade de normalizar, coordenar e supervisionar e o Instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial (INMETRO) que é o órgão executivo.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) foi fundada em 1937, pela iniciativa privada, sendo essa entidade autorizada para a regulamentação e impressão das normas técnicas no Brasil. A ABNT produz os seguintes tipos de normas técnicas: Procedimento (NB), Especificação (EB), Método de ensaio (MB), Padronização (PB), Terminologia (TB), Simbologia (SB) e Classificação (CB).

Quando uma norma é registrada no INMETRO, passa a ser chamada de norma brasileira registrada (NBR), recebendo ainda um número de identificação. Essas normas são divididas em quatro níveis:

- *Nível 1*: normas compulsórias, de uso obrigatório em todo o território nacional;
- *Nível 2*: normas referendadas, de uso obrigatório para o Poder Público e Serviços Públicos;
- *Nível 3*: normas registradas, normas voluntárias que tenham merecido registro no INMETRO;
- *Nível 4*: normas probatórias, são as registradas no INMETRO em caráter experimental, com vigência limitada.

Para o engenheiro de estruturas de concreto armado, são de maior interesse as seguintes normas:

- NBR-6118 : Projeto de estruturas de concreto (2003);
- NBR-14931 : Execução de estruturas de concreto (2003);
- NBR-9062 : Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado (2001);
- NBR-7187 : Cálculo e execução de pontes de concreto armado;
- NBR- 6122: Projeto e execução de fundações (1996);
- NBR-6119 : Cálculo e execução de lajes mistas (antiga NB-4);
- NBR-6120 : Cargas para o cálculo de estruturas de edificações (1980);
- NBR-6123 : Forças devidas ao vento em edificações (1988);
- NBR-7480 : Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado (1996);
- NBR-8681 : Ações e segurança nas estruturas (2003).

Dessas, a que está mais estreitamente ligada ao engenheiro de edificações de concreto armado, é a NBR-6118/2003, classificada como nível 3.

## 1.5 Notações

Com o objetivo de obter a uniformização dos símbolos utilizados nos projetos, a NBR -6118 adotou, baseada nas recomendações do CEB, uma notação internacional com base na língua inglesa, onde se destacam os seguintes símbolos:

f - resistência;	R - resultante de tensões;
s - índice para aço (steel);	S - solicitação;
y - índice para o escoamento do aço;	M- momento fletor.
c - concreto ou compressão;	N - força normal;
k - valor característico de uma grandeza;	V - força cortante;
d - valor de cálculo de uma grandeza;	W - carga de vento;
t - índice de tração;	E - módulo de deformação longitudinal;
$\sigma$ - tensão normal;	I - momento de inércia;

Para a construção dos símbolos usualmente utilizados emprega-se a seguinte metodologia:

- A letra principal pode ser romana ou grega, maiúscula ou minúscula: R, f,  $\sigma$  ....
- Em função da necessidade, usa-se um ou mais índices: y, c, d, k .....
- Se não houver possibilidade de confusão, pode-se suprimir os índices repetidos.

$$f_{cck} = f_{ck} , f_{ytk} = f_{yk}$$

Exemplos:

- $M_d$  - momento fletor de cálculo;
- $R_{cc}$  - resultante das tensões de compressão no concreto;
- $R_{st}$  - resultante das tensões de tração na armadura;
- $f_{cck}$  - resistência característica do concreto à compressão;
- $f_{ytk}$  - resistência característica do aço ao escoamento.

## 2. SEGURANÇA E ESTADOS LIMITES

(item 10 NBR-6118)

Uma estrutura oferece segurança quando ela é capaz de suportar todas as ações, com intensidades e combinações mais desfavoráveis possíveis, ao longo de sua vida útil, sem, contudo atingir a ruptura ou um estado que impeça sua utilização.

Segurança assim definida é meramente qualitativa, ou seja, é boa ou ruim. No intuito de quantificar a segurança das construções, foram desenvolvidos diferentes métodos de cálculo ao longo dos tempos. Os primeiros métodos que surgiram eram empíricos, baseados nas obras já executadas com sucesso.

Os critérios de segurança para estruturas de concreto devem ser baseados nas recomendações da NBR-8681.

### 2.1 Métodos de Avaliação da Segurança

#### Método das tensões admissíveis :

Historicamente, o método das tensões admissíveis foi a primeira tentativa técnica de quantificação da segurança. A ideia básica desse método consiste na aplicação de um coeficiente interno, ( $\gamma_i > 1$ ), na tensão de ruptura do material ( $\sigma_r$ ), obtendo-se assim a tensão admissível do mesmo ( $\sigma_{adm}$ ):

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{\gamma_i}$$

Desse modo, a maior tensão de trabalho ( $\sigma_t$ ), obtida com as cargas de serviço (trabalho), não deverá ultrapassar a ( $\sigma_{adm}$ ):

$$\sigma_t \leq \sigma_{adm}$$

#### Método de cálculo na ruptura :

Em seguida, surgiu o método de cálculo no regime de ruptura, também é conhecido pelos nomes de "cálculo de concreto no estágio III", "método dos estados limites", e "método do coeficiente de segurança externo".

A ideia básica desse método é aplicar um coeficiente externo,  $\gamma_e > 1$ , na carga de serviço, obtendo-se assim a carga admissível. Equaciona-se o problema impondo que a carga admissível não seja maior do que a carga de ruptura da peça.

Atualmente trabalha-se com um novo horizonte: o conceito probabilístico de segurança. A ideia básica desse novo método em relação aos conceitos antigos é chocante: nenhuma estrutura possui segurança absoluta; por maiores que sejam os cuidados tomados, sempre haverá uma probabilidade de ruína. Assim, cabe ao projetista estrutural minimizar o risco de ruptura, à luz de critérios e métodos racionais.



A crítica fundamental que se faz aos métodos anteriores é em função de sua característica determinista, quando na realidade a geometria da estrutura, as resistências dos materiais e as ações atuantes são grandezas aleatórias. Desse modo, os métodos probabilísticos substituem os coeficientes de ponderação (valores deterministas) por uma probabilidade de ruína.

Pela natureza aleatória de todos os parâmetros envolvidos na análise estrutural e por não se dispor de dados estatísticos a respeito do comportamento das ações, solicitações, geometria, aliados ao não perfeito conhecimento do comportamento real de estruturas de maior complexidade, permite-se usar um método semi-probabilístico:

### Método Semi-probabilístico:

É um método empírico-estatístico (híbrido), correspondente a um meio termo: continua m-se parcialmente com valores empíricos, baseados na tradição, como nos métodos antigos, contudo, introduzem-se dados estatísticos e conceitos probabilísticos na medida do possível, a saber:

- ✓ Majoram-se as ações e os esforços solicitantes, de modo que a probabilidade destes valores serem ultrapassados seja pequena. Os esforços solicitantes majorados (ou ações) são chamados de esforços solicitantes de cálculo;
- ✓ Minoram-se as resistências dos materiais, de modo que seja pequena a probabilidade dos valores reais descenderem até esse ponto. As resistências reduzidas são ditas de resistências de cálculo;
- ✓ Equaciona-se a situação de ruína, supondo que os esforços solicitantes de cálculo (ou ações) alcancem as resistências de cálculo.

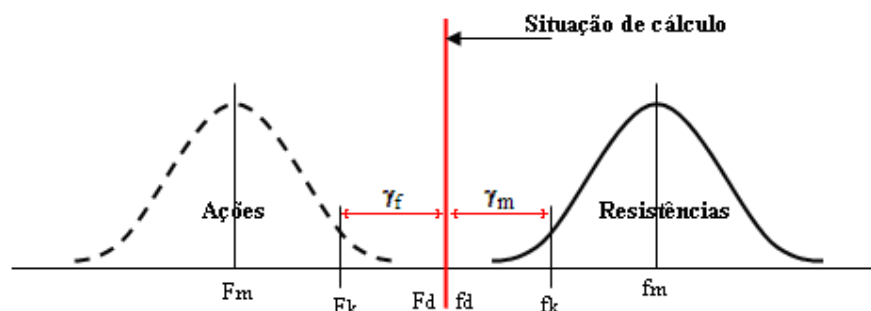


Figura 1 – Representação esquemática do método semi-probabilístico

## 2.2 Estados Limites

São estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção. Na análise das estruturas de concreto devem ser verificados os estados limites últimos e os estados limites de serviço.

Depreende-se naturalmente dos requisitos esperados para uma edificação, que a mesma deva reunir condições adequadas de segurança, funcionalidade e durabilidade, de modo a atender todas as necessidades para as quais foi projetada, ao longo de sua vida útil.

Quando uma estrutura deixa de atender a qualquer um desses três itens, diz-se que ela atingiu um **Estado Limite**. Dessa forma, uma estrutura pode atingir um estado limite de ordem estrutural ou de ordem funcional. Assim, se concebe dois tipos de estados limites, a saber:

### **2.2.1 Estados limites últimos**

São estados que pela sua simples ocorrência determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção. Estão relacionados ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.

A segurança das estruturas deve sempre ser verificada em relação aos seguintes estados limites últimos:

- Estado limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica definida na seção 14 da NBR-6118/2003, e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais; todavia, quando a interação entre elas for importante, ela estará explicitamente indicada na referida norma;
- Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- Estado limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- Estado limite último de colapso progressivo;
- Outros estados limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

### **2.2.2 Estados limites de serviço**

Conhecidos também como estados limites de utilização, são estados que pela sua ocorrência, repetição ou duração causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura. Estão relacionados à durabilidade e aparência das estruturas, ao conforto do usuário e à boa utilização funcional das mesmas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos utilizados.

A segurança das estruturas de concreto pode exigir a verificação de alguns dos seguintes estados limites de serviço:

- *Estado limite de formação de fissuras*: é o estado em que se inicia a formação de fissuras;
- *Estado limite de abertura de fissuras*: é o estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados na NBR 6118-2003;
- *Estado limite de deformações excessivas*: é o estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal dados na NBR 6118-2003;
- *Estado limite de vibrações excessivas*: é o estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção.

Em construções especiais pode ser necessário verificar a segurança em relação a outros estados limites de serviço não definidos na NBR 6118 -2003.

### 3. AÇÕES

(item 11 NBR-6118)

Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando -se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço. Para cada tipo de construção, as ações a serem consideradas devem respeitar suas peculiaridades e as normas a ela aplicável.

De acordo com a NBR-8681 as forças são designadas por ações diretas e as deformações impostas por ações indiretas. Em função de sua variabilidade no tempo, as ações a considerar classificam -se em:

- *Ações permanentes;*
- *Ações variáveis;*
- *Ações excepcionais.*

#### 3.1 Ações Permanentes

São as que ocorrem com valores praticamente constantes, ou com pequena variabilidade em torno de sua média, durante toda a vida da construção. Devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança. São subdivididas em: ações permanentes diretas e indiretas.

- a) **Ações permanentes diretas:** são constituídas pelo peso próprio da estrutura, dos elementos construtivos fixos, das instalações e outras como equipamentos e empuxos.
- b) **Ações permanentes indiretas:** são constituídas por deformações impostas por retração do concreto, fluência, recalques de apoios, imperfeições geométricas e protensão.

#### 3.2 Ações Variáveis

São aquelas que variam de intensidade de forma significativa em torno de sua média, ao longo da vida útil da construção. São classificadas em diretas, indiretas e dinâmicas.

- a) **Ações variáveis diretas:** são constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da chuva, devendo respeitar as prescrições feitas por normas específicas.

Como cargas acidentais previstas para o uso da construção têm-se:

- cargas verticais de uso da construção;
- cargas móveis considerando o impacto vertical;
- impacto lateral;
- força longitudinal de frenação ou aceleração;
- força centrífuga.

**Ações variáveis durante a construção** : são as ações a serem consideradas em cada uma das fases construtivas mais significativas da construção e sua influência na fase final. A verificação de cada uma dessas fases deve ser feita considerando a parte da estrutura já executada e as estruturas provisórias auxiliares com os respectivos pesos próprios. Além disso, devem ser consideradas as cargas acidentais de execução.

- b) **Ações variáveis indiretas**: são causadas pelas variações da temperatura, podendo ser com variação uniforme e não uniforme de temperatura.
- c) **Ações dinâmicas**: quando a estrutura estiver sujeita a choques ou vibrações, os respectivos efeitos devem ser considerados na determinação das solicitações. No caso de vibrações, deve ser verificada a possibilidade de ressonância em relação à estrutura ou parte dela. Se houver a possibilidade de fadiga, esta deve ser considerada no dimensionamento das peças.

### **Cargas Acidentais:**

Para a NBR-8681, item 3.8, as cargas acidentais são as ações variáveis que atuam nas construções em função de seu uso (pessoas, mobiliário, veículos, materiais diversos, etc).

### **3.3 Ações Excepcionais**

São ações de duração extremamente curta e com muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil da construção. Devem ser consideradas no projeto se seus efeitos não puderem ser controlados por outros meios. São exemplos os a balos sísmicos, as explosões, os incêndios, choques de veículos, enchentes, etc.

### **3.4 Valores Representativos das Ações**

Para a NBR-8681 (item 4.2.2), as ações são quantificadas por seus valores representativos, que podem ser valores característicos, valores característicos nominais, valores reduzidos de combinação, valores convencionais excepcionais, valores reduzidos de utilização e valores raros de utilização.

#### **3.4.1 Valores Representativos para Estados Limites Últimos**

##### **a) Valores Característicos**

As ações são quantificadas por seus valores característicos ( $F_k$ ), que são definidos em função de suas variabilidades. Esses valores estão definidos na NBR -6118/2003 (item 11.6) ou em normas específicas, tais como:

- NBR-6120 : Ações em edificações;
- NBR- 7188 : Ações em pontes;
- NBR-6123 : Ação de vento;
- NBR-8681 : Ações e segurança nas estruturas.

- Para as ações variáveis, os valores característicos são indicados em normas específicas e correspondem a valores que têm de 25% a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos.
- Para as ações permanentes, o valor característico corresponde ao quantil de 95% da respectiva distribuição de probabilidade (valor característico superior,  $F_{gk,sup}$ ), quando essas ações produzirem efeitos desfavoráveis na estrutura (caso dos edifícios).
- Quando a ação permanente for favorável, o valor característico corresponde ao quantil de 5% de sua distribuição de probabilidade (valor característico inferior,  $F_{gk,inf}$ ). Essa situação ocorre, por exemplo, em relação ao peso próprio de uma barragem de gravidade, onde o peso menor é desfavorável para o equilíbrio.
- No caso de edifícios, as ações permanentes características podem ser obtidas a partir dos pesos específicos dos materiais de construção fornecidos na NBR-6120.

**b) Valores Característicos Nominais**

- Para as ações que não tenham sua variabilidade adequadamente expressa por distribuições de probabilidade, os valores característicos  $F_k$  são substituídos por valores nominais convenientemente escolhidos.

**c) Valores Reduzidos de Combinação**

- Os valores reduzidos de combinação são usados nas verificações relativas a estados limites últimos, quando a ação considerada se combina com outra ação considerada principal e são determinados a partir dos valores característicos pela expressão  $\psi_0.F_k$ . Leva-se em conta a baixa probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de naturezas diferentes.

### 3.4.2 Valores Representativos para os Estados Limites de Utilização

**a) Valores reduzidos de utilização:**

- Os valores reduzidos de utilização são determinados a partir dos valores característicos pelas expressões  $\psi_1.F_k$  e  $\psi_2.F_k$ , e são empregados na verificação da segurança em relação a estados limites de utilização, decorrentes de ações que se repetem muitas vezes e ações de longa duração, respectivamente;
- Os valores reduzidos  $\psi_1.F_k$  são designados por valores freqüentes e os valores reduzidos  $\psi_2.F_k$  por valores quase-permanentes das ações variáveis.

**b) Valores raros de utilização:**

- Os valores raros de utilização quantificam as ações que podem acarretar estados limites de utilização, mesmo que atuem com duração muito curta sobre a estrutura.

### 3.5 Valores de Cálculo das Ações

Os valores de cálculo das ações  $F_d$  são obtidos a partir dos valores representativos das ações, multiplicados pelos respectivos coeficientes de ponderação  $\gamma_f$ .

### 3.6 Combinações das Ações

(item 11.8)

Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período pré-estabelecido. Essas combinações devem ser feitas de diferentes maneiras, de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

Segundo o item 11.8.2 da NBR-6118, a verificação da segurança aos estados limites últimos é feita em função das *combinações últimas*, que são classificadas conforme segue:

- ✓ Combinações últimas normais;
- ✓ Combinações últimas especiais ou de construção e
- ✓ Combinações últimas excepcionais.

Na Tabela 1 são apresentados os coeficiente que devem figurar em cada uma das combinações citadas anteriormente, para as ações variáveis.

**Tabela 1 – Valores do coeficiente  $\gamma_{f2}$  para ações variáveis - ELU**

Ações	f2		
	0	1	2
<i>Cargas acidentais de edifícios</i>			
Locais em que não há predominância de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevada concentração de pessoas. <sup>1</sup>	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas. <sup>2</sup>	0,7	0,6	0,4
Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens.	0,8	0,7	0,6
<i>Vento</i>			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
<i>Temperatura</i>			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

Onde:

1 – Edifícios residenciais.

2 – Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

## 4 COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO

Os coeficientes de ponderação são agentes modificadores dos valores característicos (ou representativos) das ações (ou solicitações) e das resistências dos materiais. Eles representam, de certo modo, uma medida das incertezas existentes na análise estrutural e no comportamento dos materiais.

Valores característicos são grandezas que apresentam uma probabilidade pré-definida de serem ultrapassados em seu sentido desfavorável.

### 4.1 Coeficientes de Ponderação das Ações

(item 11.7.1)

As majorações devem ser aplicadas sobre as ações características ( $F_k$ ) e não sobre as solicitações características ( $S_k$ ). Dessa forma, a obtenção de uma solicitação de cálculo se dá pela aplicação de um coeficiente de ponderação  $\gamma_f$  sobre as ações que produzem essa solicitação, tendo esse coeficiente a seguinte origem, para o **estado limite último**:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$$

$\gamma_{f1}$  – considera a variabilidade das ações.

$\gamma_{f2}$  – considera a simultaneidade das ações ( $\gamma_{f2} = 0$  ou  $1$  ou  $2$ ) (ver Tabela 1).

$\gamma_{f3}$  – considera os desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações.

Os valores dos coeficientes de ponderação ( $\gamma_f$ ) das ações, para o estado limite último, são apresentados na Tabela 2 (NBR-6118 item 11.7.1):

**Tabela 2 – Valores do coeficiente ( $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ ) - ELU**

Ações Comb. Ações	Permanentes ( $\gamma_g$ )		Variáveis ( $\gamma_q$ )		Protensão ( $\gamma_p$ )		Recalque e retração	
	Desfav.	Favor.	Geral	Temporária	Desfav.	Favor.	Desfav.	Favor.
Normais	1,4 <sup>1</sup>	0,9	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais/de constr.	1,3	0,9	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	0,9	1,0	0	1,2	0,9	0	0

1 – Para cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Para pilares e paredes estruturais com largura ( $b$ ) inferior a 19 cm, o coeficiente  $\gamma_f$  deverá ser majorado pelo coeficiente de ajustamento ( $\gamma_n$ ) apresentado na Tabela 3. Esse fator de ajuste se deve à maior probabilidade de ocorrência de desvios relativos significativos na construção.



**Tabela 3 – Valores do coeficiente ( $\gamma_n$ )**

<b>b (cm)</b>	19	18	17	16	15	14	13	12
<b><math>\gamma_n</math></b>	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35

Onde:

- $\gamma_n = 1,95 - 0,05.b$  (b = menor dimensão da seção transversal do pilar).
- O coeficiente  $\gamma_n$  deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nos pilares, quando de seu dimensionamento.

O valor do coeficiente de ponderação de cargas permanentes de mesma origem, num dado carregamento, deve ser o mesmo ao longo de toda estrutura. A única exceção é o caso da verificação da estabilidade como corpo rígido.

## 4.2 Coeficientes de Ponderação das Resistências

(item 12.4.1)

O coeficiente de minoração, ( $\gamma_m$ ), aplicado sobre as resistências dos materiais no sentido de reduzi-las, tem por objetivo levar em consideração diferentes aspectos relacionados aos materiais e processos construtivos. Esse coeficiente é expresso da seguinte forma:

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}$$

Onde:

$\gamma_{m1}$  - Variabilidade da resistência dos materiais envolvidos;

$\gamma_{m2}$  - Diferença da resistência do material na estrutura e nos corpos -de-prova;

$\gamma_{m3}$  - Desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências.

Para o concreto, esse coeficiente ( $\gamma_m$ ) assume a nomenclatura de ( $\gamma_c$ ) e para o aço ( $\gamma_s$ ). Para a verificação das estruturas no **estado limite último**, os valores desses coeficientes são apresentados na Tabela 4, em função do tipo de combinação das ações em consideração.

**Tabela 4 – Valores dos coeficientes  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$  – E.L.U.**

Combinações das ações:	Concreto ( $\gamma_c$ )	Aço ( $\gamma_s$ )
- Normais	1,40	1,15
- Especiais ou de construção	1,20	1,15
- Excepcionais	1,20	1,00

Observações:

- Para a execução de elementos estruturais nos quais estejam previstas condições desfavoráveis (por exemplo, más condições de transporte, ou adensamento manual, ou concretagem deficiente por concentração de armadura), o coeficiente  $\gamma_c$  deve ser multiplicado por 1,1;
- Para elementos estruturais pré-moldados e pré-fabricados, deve ser consultada a NBR -9060;
- Admite-se, no caso de testemunhos extraídos da estrutura, dividir o valor de  $\gamma_c$  por 1,1;
- Admite-se, nas obras de pequena importância, o emprego de aço CA -25 sem a realização do controle de qualidade estabelecido na NBR -7480, desde que o coeficiente de segurança para o aço seja multiplicado por 1,1.

## 5. ESTUDO DO MATERIAL CONCRETO

(item 8.2 NBR-6118)

O concreto é um material composto por aglomerantes hidráulicos, materiais inertes e água, apresentando uma boa resistência à compressão e baixa resistência à tração.

### 5.1 Classes de Concreto

A NBR-6118/2003 se aplica aos concretos cujas resistências à compressão estão situadas no grupo I da NBR-8953, ou seja, aqueles cuja resistência à compressão axial esteja dentro do seguinte limite :

$$20\text{MPa} \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

A classe de concreto C15 (15MPa) pode ser usada apenas em fundações, conforme a NBR-6122 , em obras provisórias.

### 5.2 Coeficiente de Dilatação Térmica

Para efeitos de análise estrutural, o coeficiente de dilatação térmica pode ser admitido como sendo igual a  $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ .

### 5.3 Resistência à Compressão

O valor da resistência à compressão do concreto normalmente é fixado pelo projetista da estrutura, cabendo ao construtor a dosagem do concreto para que o mesmo atenda a essa resistência.

A resistência à compressão do concreto deve ser obtida em ensaios de cilíndricos moldados segundo a NBR-5738, realizados de acordo com a NBR-5739. Quando não for indicada a idade, as resistências referem-se à idade de 28 dias. A estimativa da resistência à compressão média,  $f_{cm}$ , correspondente a uma resistência  $f_{ckj}$  especificada, deve ser feita conforme indicado na NBR-12655.



Figura 2 – Aspecto característico da ruptura dos corpos-de-prova de concreto.

### 5.3.1 Resistência característica

Os valores característicos  $f_k$  das resistências à compressão são os que, num lote de material, têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável para a segurança. Usualmente é de interesse a resistência característica inferior  $f_{k,inf}$ , cujo valor é menor que a resistência média  $f_m$ , embora por vezes haja interesse na resistência característica superior  $f_{k,sup}$ , cujo valor é maior que  $f_m$ .

Para a NBR-6118/2003, a resistência característica inferior é admitida como sendo o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material.

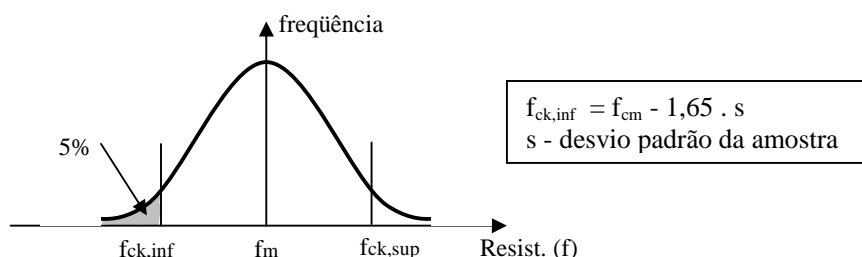


Figura 3 – Resistência do concreto: distribuição normal

### 5.3.2 Resistência de cálculo

A resistência de cálculo do concreto à compressão,  $f_{cd}$ , é a resistência característica afetada pelo coeficiente  $\gamma_c$  e deve ser obtida da seguinte forma:

i) Quando a verificação se faz em data (j) igual ou superior a 28 dias, adota-se a expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Onde:

- $f_{cd}$  = resistência de cálculo do concreto;
- $f_{ck}$  = resistência característica do concreto;
- $\gamma_c$  = coeficiente de ponderação do concreto;

Nesse caso, o controle da resistência à compressão do concreto deve ser feito aos 28 dias, de forma a confirmar o valor de  $f_{ck}$  adotado no projeto.

ii) Quando a verificação se faz em data (j) inferior a 28 dias, adota-se a expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} \cong \beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Sendo  $\beta_1$  a relação dada por:

$$\beta_1 = \exp \left\{ s \cdot \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}$$

Onde:

$s = 0,38$  para concreto de cimento CPIII e IV;

$s = 0,25$  para concreto de cimento CPI e II;

$s = 0,20$  para concreto de cimento CPV-ARI;

$t$  = é a idade efetiva do concreto, em dias.

#### Observações:

- Essa verificação deve ser feita aos  $t$  dias, para as cargas aplicadas até essa data.
- Ainda deve ser feita a verificação para a totalidade das cargas aplicadas aos 28 dias.
- Nesse caso, o controle da resistência à compressão do concreto deve ser feito em duas datas: aos  $t$  dias e aos 28 dias, de forma a confirmar os valores de  $f_{ckj}$  e  $f_{ck}$  no projeto.

## 5.4 Resistência à Tração

A resistência à tração do concreto, ( $f_{ct}$ ), pode ser obtida através de três tipos diferentes de ensaios:

- Por tração axial (direta -  $f_{ct,m}$ );
- Por compressão diametral (indireta -  $f_{ct,sp}$ );
- Por flexão (indireta -  $f_{ct,f}$ ).



Figura 4 – Forma de ruptura de um corpo-de-prova: compressão diametral

A resistência à tração por compressão diametral e a resistência à tração na flexão devem ser obtidas em ensaios realizados segundo a NBR-7222 e a NBR-12142, respectivamente. Se forem realizados os ensaios indiretos, a resistência à tração direta  $f_{ct}$  pode ser adotada igual a:

$$f_{ct,m} = 0,9.f_{ct,sp} = 0,7.f_{ct,f}$$

Na falta de ensaios para obtenção de  $f_{ct,sp}$  e  $f_{ct,f}$ , pode-se avaliar o valor médio ou característico da resistência direta ( $f_{ct,m}$ ) por meio das seguintes relações:

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

$$- f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m}$$

$$- f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m}$$

Onde:

$f_{ct,m}$  e  $f_{ck}$  são expressos em MPa

## 5.5 Diagramas Tensão-Deformação

A relação tensão-deformação do concreto apresenta, aproximadamente, o comportamento mostrado na Figura 5.

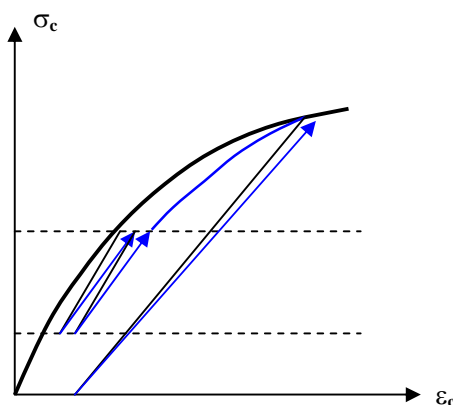


Figura 5 – Diagrama tensão-deformação do concreto.

Para análise estrutural no estado limite último, podem ser empregados diagramas tensão-deformação idealizados, mostrados na Figura 6 e na Figura 7:

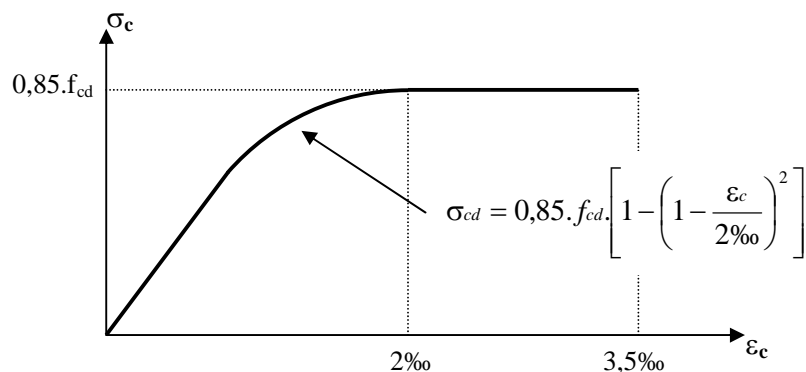
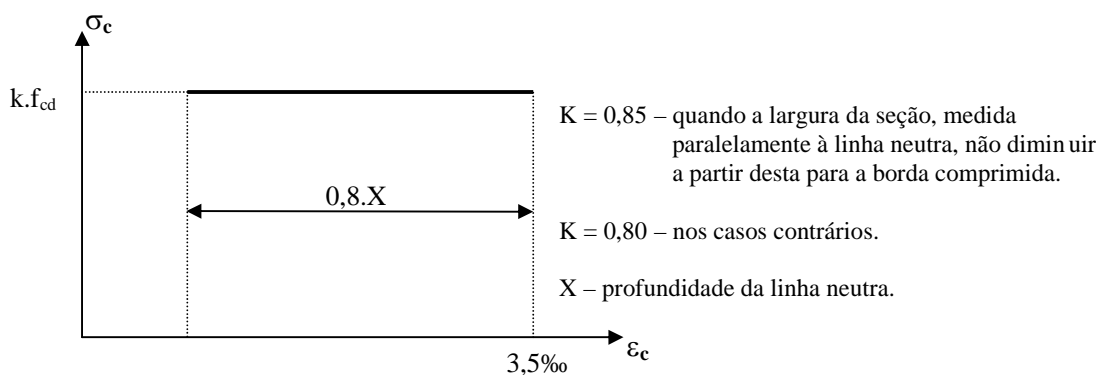
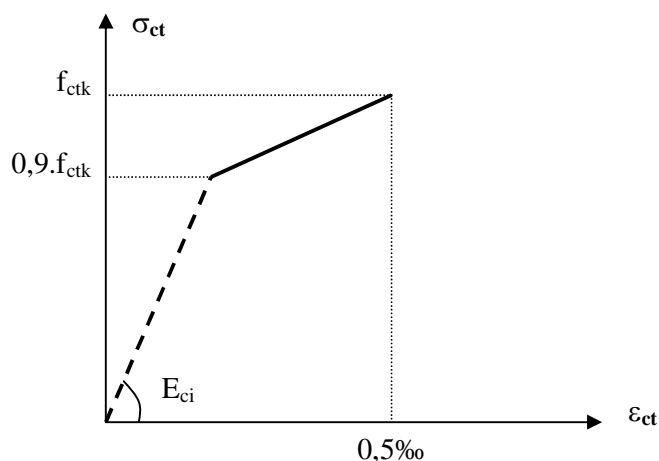


Figura 6 – Diagrama parábola-retângulo de tensões.



**Figura 7 - Diagrama retangular de tensões.**

Na tração, para o concreto não fissurado, pode ser adotado o diagrama tensão-deformação bilinear de tração, indicado na Figura 8:



**Figura 8 – Diagrama de tensão-deformação bilinear na tração.**

## 5.6 Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade tangente inicial,  $E_{ci}$ , deve ser obtido segundo ensaio descrito na NBR - 8522. Quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28 dias, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade usando a expressão:

$$E_{ci} = 5600.f_{ck}^{1/2} \quad (\text{MPa})$$

O módulo de elasticidade numa idade  $j \geq 7$  dias pode também ser avaliado através da expressão anterior, substituindo-se  $f_{ck}$  por  $f_{ckj}$ .

O módulo de elasticidade secante,  $E_{cs}$ , a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço, deve ser calculado pela relação:

$$E_{cs} = 0,85.E_{ci}$$

Na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal pode ser adotado um módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo de elasticidade 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 tangente inicial ( $E_{ci}$ )

Para tensões de compressão menores que  $0,5.f_c$  pode-se admitir uma relação linear entre tensões e deformações, adotando-se para módulo de elasticidade o valor secante ( $E_{cs}$ ) (item 8.2.10).

## 5.7 Módulo de Elasticidade Transversal e Poisson

Para tensões de compressão menores que  $0,5.f_c$  e tensões de tração menores que  $f_{ct}$ , o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) pode ser tomado como igual a 0,2 e o módulo de elasticidade transversal  $G_c$  igual a  $0,4.E_{cs}$ .

## 5.8 Efeito Rüsç

Os diagramas tensão-deformação do concreto, geralmente são obtidos em ensaios rápidos de compressão axial ou de flexão. Observa-se que nos ensaios de compressão axial, quando a tensão de ruptura é alcançada, tem-se uma deformação específica da ordem de 2‰. Já nos ensaios de flexão, essa deformação varia entre os limites de 3‰ a 6‰.

Os ensaios realizados pelo pesquisador Rüsç, mostraram que o concreto submetido a um carregamento com baixa velocidade de crescimento, apresenta uma diminuição de resistência de até 20% em relação aos valores obtidos em ensaios rápidos dos, modificando-se também os valores últimos das deformações.

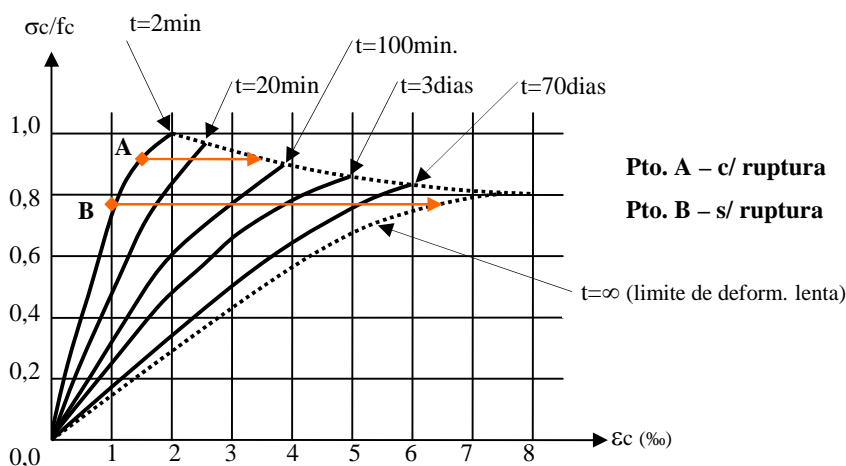


Figura 9 – Velocidade de carregamento do concreto

Onde :

- $\sigma_c$  = tensão no concreto durante o ensaio;
- $f_c$  = resistência do concreto à compressão num ensaio rápido;
- $t$  = duração do carregamento;
- $\varepsilon_c$  = encurtamento relativo do concreto.

A Figura 9 mostra que se o corpo de prova for carregado de forma rápida até atingir o ponto A, e a carga for mantida constante, não haverá ruptura imediata, porém as deformações irão crescendo até que ocorra a ruptura do concreto comprimido.

De forma semelhante, se a carga for conduzida e mantida até o ponto B, haverá um acréscimo de deformação no corpo de prova com o tempo, porém sem que se verifique a ruptura do mesmo.

## 5.9 Deformabilidade do Concreto

As deformações que ocorrem no concreto podem ser agrupadas em duas classes, a saber:

i) Deformações produzidas por esforços externos:

- deformação imediata;
- deformação lenta ou fluência.

ii) Deformações próprias (intrínsecas):

- retração
- dilatação térmica

### 5.9.1 Deformações produzidas por esforços externos

São os resultados de todas as ações que atuam sobre a estrutura, induzindo a um estado de tensões. As deformações decorrentes dessas ações podem ser agrupadas em imediatas e lentas, como segue :

Deformações Imediatas: são deformações que se observam imediatamente após a aplicação das cargas. Geralmente são de natureza elástica na sua quase totalidade.

Deformações lentas: são aquelas que surgem quando o concreto se encontra submetido a um carregamento constante ao longo do tempo. Ocorrem de maneira gradual e não -linear, dando-se o nome de viscoelasticidade a esse fenômeno.

Observações:

- A deformação lenta depende da idade do concreto no instante ( $t_0$ ) em que se aplica o carregamento. Ela se reduz com o aumento dessa idade;
- Depende também das condições higrométricas do ambiente, sendo mais acentuada em climas secos.



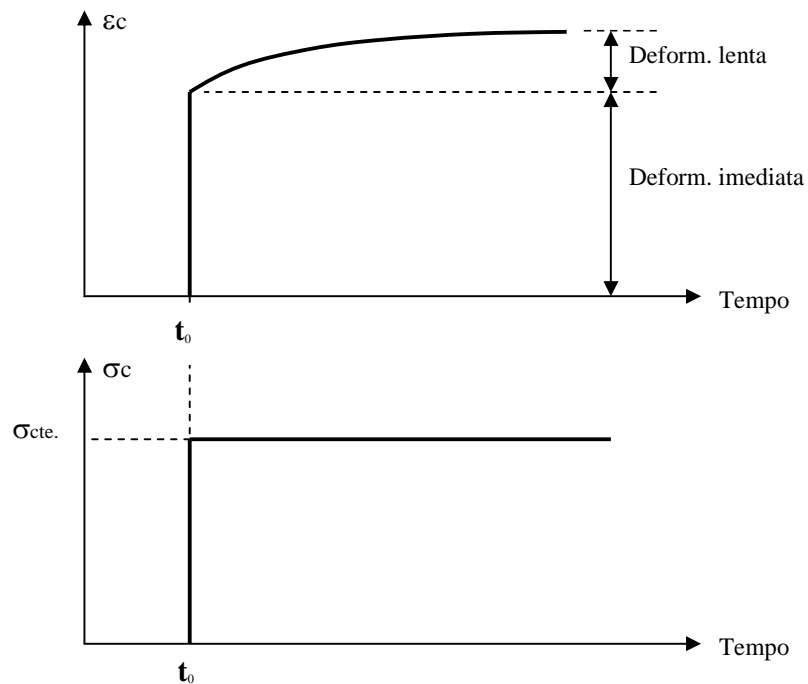


Figura 10 – Deformabilidade do concreto

### Relaxação :

Para as situações onde atuem ações de longa duração, além da deformação lenta, deve -se considerar também o fenômeno da relaxação do concreto.

A relaxação consiste na diminuição da tensão ao longo do tempo, estando o concreto submetido a um estado de deformação constante.

A Figura 11 ilustra o comportamento de um corpo de prova de concreto sob a ação de um encurtamento imposto ( $\epsilon_c$ ), no instante ( $t_0$ ), e mantido constante ao longo do tempo. A tensão inicial no concreto ( $\sigma_{ci}$ ), vai diminuindo com o tempo, tendendo assintoticamente a um valor ( $\sigma_{c\infty}$ ).

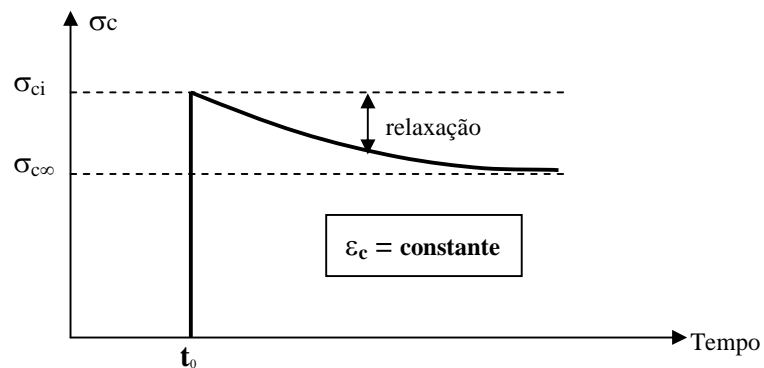


Figura 11 – Relaxação do concreto

### 5.9.2 Deformações próprias

Baseiam-se nos fenômenos capilares que ocorrem nas redes de poros existentes no interior do concreto:

**Retração:** decorre da perda de volume do concreto durante o processo de cura. É função das condições climáticas e independe do carregamento.

São fatores que aumentam a retração do concreto:

- cimento de alta resistência inicial;
- cimentos com maior índice de finos;
- presença de finos no concreto;
- maior quantidade de água de amassamento.

**Dilatação Térmica:** decorre da variação das dimensões das peças de concreto produzida pela variação da temperatura. Deve ser prevista no projeto mediante a adoção de juntas de dilatação e articulações.

$$\varepsilon_{ct} = \alpha \cdot \Delta_t$$

Onde :

$\varepsilon_{ct}$  = deform. devido à variação térmica.

$\alpha$  = coef. de dilatação térmica do concreto (10 -5/ °C).

$\Delta_t$  = variação de temperatura.

Consequências das Deformações Próprias:

Essas deformações são entendidas como ações indiretas, podendo ser necessário considerá-las em determinadas situações de dimensionamento, pois podem induzir o concreto a um estado de tensões de tração, com o conseqüente surgimento de fissuras.

## 6. ESTUDO DO MATERIAL AÇO

(item 8.3 NBR-6118)

O aço é um produto siderúrgico obtido por via líquida, com teor de carbono inferior a 2%. Os aços utilizados nas estruturas de concreto armado, apresentam um teor de carbono  $\leq 0,5\%$ . Esses aços são encontrados comercialmente na forma de barras ou fios, devendo satisfazer as prescrições da NBR-7480.

As barras são obtidas por laminação à quente, podendo ser encruadas à frio posteriormente. Apresentam diâmetro  $\phi \geq 5,0$  mm e comprimento de 12 metros. Com relação à conformação de sua superfície, elas podem ser lisas ou corrugadas (com mossas).

Os fios são obtidos por trefilação, que é a passagem da barra por um orifício de diâmetro menor. Apresentam um diâmetro  $\phi \leq 12,0$ mm.

Os fios e barras podem ser lisos ou providos de saliências ou mossas. Para cada categoria de aço, o coeficiente de conformação superficial mínimo,  $n_b$ , determinado através de ensaios de acordo com a NBR-7477, deve atender ao indicado na NBR-7480. A configuração e a geometria das saliências ou mossas devem atender também ao que é especificado nos itens 9 e 23 da NBR -6118/2003.

As armaduras utilizadas no concreto armado são chamadas de Armaduras Passivas, pois só entram em tensão no momento de absorverem os esforços internos decorrentes das solicitações atuantes na peça estrutural, e são identificadas pelo símbolo CA, enquanto as armaduras utilizadas no concreto protendido são chamadas de Armaduras Ativas, sendo tensionadas antes da introdução dos carregamentos externos, sendo identificadas pelo símbolo CP.

Nos projetos de estruturas de concreto armado devem ser utilizados os aços classificados pela NBR-7480, com o valor característico da resistência de escoamento nas categorias CA-25, CA-50 e CA-60.

### 6.1. Nomenclatura

A denominação dos aços utilizados nas estruturas de concreto armado é feita pelas letras CA (Concreto Armado), pela sua resistência característica ao escoamento (em  $\text{Kgf/mm}^2$ ). Exemplo:

**CA-50**

CA  $\rightarrow$  aço para o concreto armado;

50  $\rightarrow f_{yk} = 50 \text{ Kgf/mm}^2$ ;

### 6.2 Tipos de Aço Para o Concreto Armado

Os tipos de aços normalizados pela NBR-7480 são definidos em função da sua resistência característica ao escoamento ( $f_{yk}$ ) e de sua classe (A ou B), como segue:

**Tabela 5 – Tipos de aço para o concreto armado**

Tipo	Classe	$F_{yk}$ (MPa)
CA-25	A	250
CA-50	A ou B	500
CA-60	B	600

Observações:

- Comercialmente só existem os aços CA-25, CA-50 e CA-60;
- Diâmetro das barras (mm): 5 - 6,3 - 8 - 10 - 12,5 - 16 - 20 - 22,2 - 25 - 32 - 40;
- Diâmetro dos fios (mm): 3,2 - 4 - 5 - 6,3 - 8 - 10 - 12,5;
- Os diâmetros 32 e 40mm não são encontrados comercialmente.

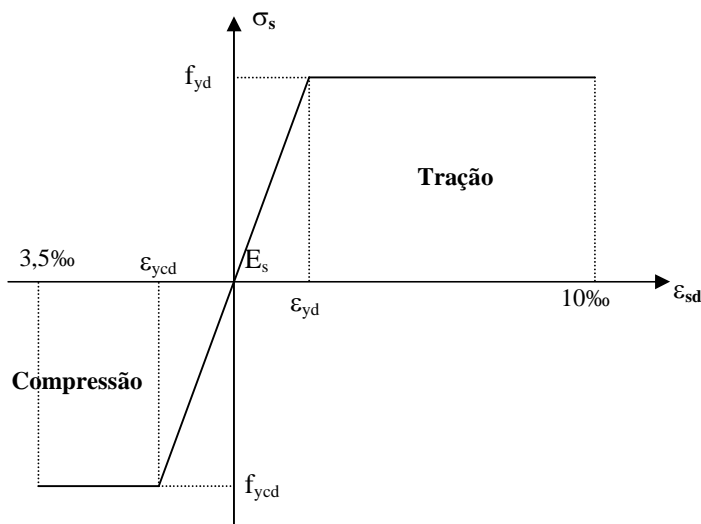
**6.3 Módulo de Elasticidade**

Na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido igual a 210GPa.

**6.4 Diagrama Tensão-Deformação**

O diagrama tensão-deformação do aço, os valores característicos da resistência ao escoamento,  $f_{yk}$ , da resistência à tração  $f_{stk}$  e da deformação na ruptura  $\epsilon_{uk}$  devem ser obtidos de ensaios de tração realizados segundo a NBR-6152. O valor de  $f_{yk}$  para os aços sem patamar de escoamento é o valor da tensão correspondente à deformação permanente de 0,2%.

Para cálculo ns estado limite de serviço e último, pode-se utilizar o diagrama simplificado mostrado na Figura 12, para os aços com ou sem patamar de escoamento. Esse diagrama é válido para intervalo de temperatura entre -20°C e 150°C:

**Figura 12 – Diagrama tensão-deformação de cálculo do aço.**

## **6.5 Soldabilidade**

Para a execução de soldas nos aços de armadura passiva, devem ser observadas as prescrições das normas NBR-6153, NBR-7480, NBR-8548 e NBR-8965, que tratam de ensaios de dobramento, ductibilidade, ensaios de tração e composição, respectivamente.

## 7. ANÁLISE ESTRUTURAL

(item 14 NBR-6118)

O objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações de estados limites últimos e de serviço. Ela permite estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, em uma parte ou em toda a estrutura.

Deve ser feita de forma mais realista possível, de modo que permita representar de maneira clara os caminhos percorridos pelas ações até os apoios da estrutura e que permita também representar a resposta não linear dos materiais. Em casos mais complexos, a interação solo -estrutura deve ser contemplada e nos casos em que a hipótese da seção plana não se aplica, análises locais complementares também devem ser efetuadas.

A análise do comportamento estrutural pode ser feita por processos diferentes, que pressupõe comportamentos diferentes para os materiais, a saber:

- ✓ Análise linear;
- ✓ Análise linear com redistribuição;
- ✓ Análise plástica;
- ✓ Análise não-linear;
- ✓ Análise através de modelos físicos.

### 7.1 Estruturas de Elementos Lineares

(item 14.6)

#### 7.1.1 Hipóteses básicas

Estruturas ou partes de estruturas que possam ser assimiladas a elementos lineares (vigas, pilares, tirantes, arcos, pórticos, grelhas, treliças) podem ser analisadas admitindo -se as seguintes hipóteses:

- i) Manutenção da seção plana após a deformação;
- ii) Representação dos elementos por seus eixos longitudinais;
- iii) Comprimento limitado pelos centros de apoios ou pelo cruzamento com o eixo de outro elemento estrutural.

#### 7.1.2 Vãos efetivos das vigas

(item 14.6.2.4)

O vão efetivo ( $l_{ef}$ ) das vigas, para efeitos de avaliação de esforços, pode ser adotado como:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad ; \quad a_1 < \begin{cases} t_1/2 \\ 0,3.h \end{cases} \quad ; \quad a_2 < \begin{cases} t_2/2 \\ 0,3.h \end{cases}$$

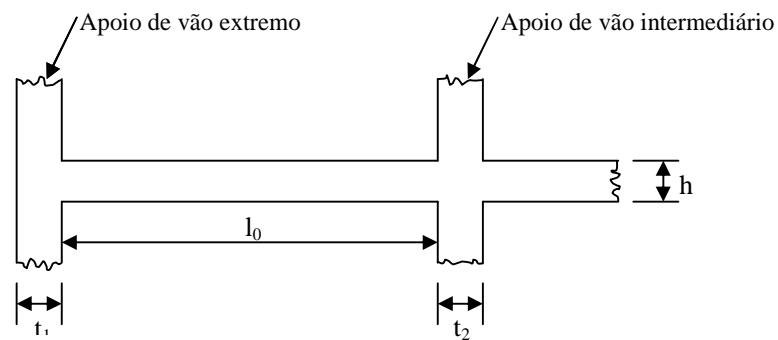
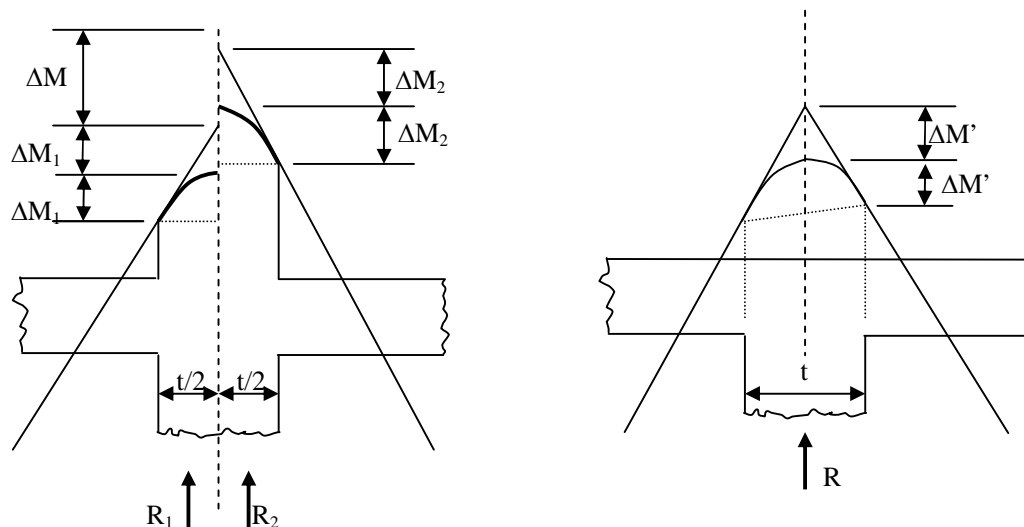


Figura 13 – Vão efetivo de vigas.

### 7.1.3 Arredondamento do diagrama de momentos fletores

(item 14.6.3)

Os diagramas de momentos fletores podem ser arredondados sobre os apoios, sob os pontos de aplicação de forças consideradas como concentradas e também nos nós de pórticos. Esse arredondamento pode ser feito de maneira aproximada conforme indicado na Figura 14.



$$\Delta M = \frac{R_2 - R_1}{4} \cdot t \quad ; \quad \Delta M_1 = \frac{R_1 \cdot t}{4} \quad ; \quad \Delta M_2 = \frac{R_2 \cdot t}{4} \quad ; \quad \Delta M' = \frac{R \cdot t}{8}$$

Figura 14 – Arredondamento do diagrama de momento fletor.

## 7.2 Aproximações para Estruturas Usuais de Edifícios

(item 14.6.7)

### 7.2.1 Vigas contínuas

Para o estudo das cargas verticais pode ser utilizado o modelo clássico de viga contínua, simplesmente apoiada nos pilares, observando -se a necessidade das seguintes correções adicionais:

- Não devem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;
- Quando a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio;
- Quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios externos, momentos fletores ( $M_a$ ) iguais ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes ( $k_i$ ), estabelecidos nas seguintes relações:

Na viga:	No pilar superior:	No pilar inferior:
$k_{vig} = \frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_i + r_s + r_{vig}}$	$k_{sup} = \frac{r_{sup}}{r_{inf} + r_{sup} + r_{vig}}$	$k_{inf} = \frac{r_{inf}}{r_{inf} + r_{sup} + r_{vig}}$

$$M_a = M_i = M_{eng} k_i \quad ; \quad r_i = \frac{I_i}{l_i}$$

Alternativamente, o modelo de viga contínua pode ser melhorado considerando -se a solidariedade dos pilares com a viga, mediante a introdução da rigidez dos pilares extremos e intermediários.

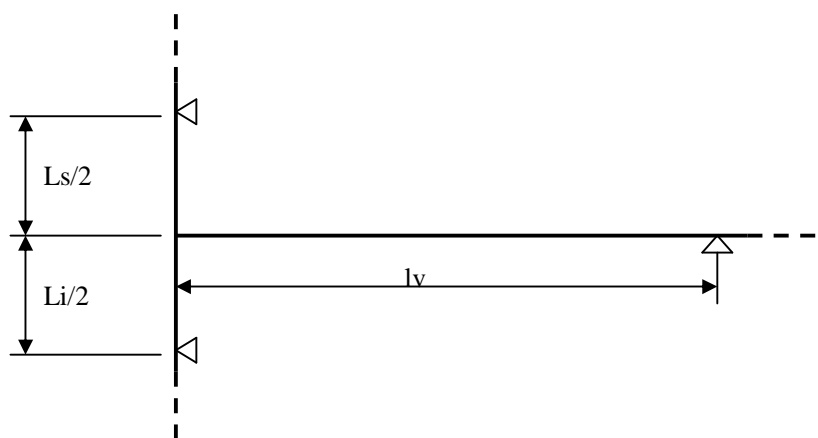


Figura 15 – Esquema para consideração dos momentos de semi-engastamento.

Para o cálculo da rigidez dos elementos estruturais permite -se, como aproximação, tomar o módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ) e o momento de inércia da seção bruta de concreto.



### ***7.2.2 Grelhas e pórticos espaciais***

Os pavimentos dos edifícios podem ser modelados como grelhas, para estudo das cargas verticais, considerando-se a rigidez à flexão dos pilares de maneira análoga ao que foi prescrito para vigas contínuas.

De maneira aproximada, nas grelhas e nos pórticos espaciais das estruturas de concreto armado, pode-se reduzir a rigidez à torção das vigas por fissuração utilizando -se 15% da rigidez elástica.

### ***7.2.3 Cargas variáveis***

Para estruturas de edifícios em que a carga variável seja no máximo igual a 20% da carga total, a análise estrutural pode ser realizada sem a consideração de alternância de cargas.

### ***7.2.4 Contraventamento lateral***

A laje de um pavimento pode ser considerada como uma chapa totalmente rígida em seu plano, desde que não apresente grandes aberturas e cujo lado maior do retângulo circunscrito ao pavimento em planta não supere em três vezes o lado menor.

## 8. DIMENSIONAMENTO ÀS SOLICITAÇÕES NORMAIS

(item 17.2.2)

Denominam-se de solicitações normais os esforços solicitantes que produzem somente tensões normais nas seções transversais das peças estruturais. Portanto, são solicitações normais o momento fletor (normal ou oblíquo) e a força normal.

Uma seção de concreto armado, submetida às solicitações normais, alcança o **Estado Limite Último** por esmagamento do concreto comprimido ou pela deformação plástica excessiva do aço tracionado.

Face à aleatoriedade no comportamento dos materiais, o estado limite último é convencional e admite-se alcançado quando:

- Fibra mais comprimida do concreto:  $2‰ \leq \varepsilon_c \leq 3,5‰$
- Alongamento máximo no aço:  $\varepsilon_s = 10‰$ .

### 8.1 Hipóteses de Dimensionamento

A análise dos esforços resistentes de seções de vigas e pilares, submetidas às solicitações normais, no estado limite último, é feita com base nas seguintes hipóteses de cálculo<sup>1</sup>:

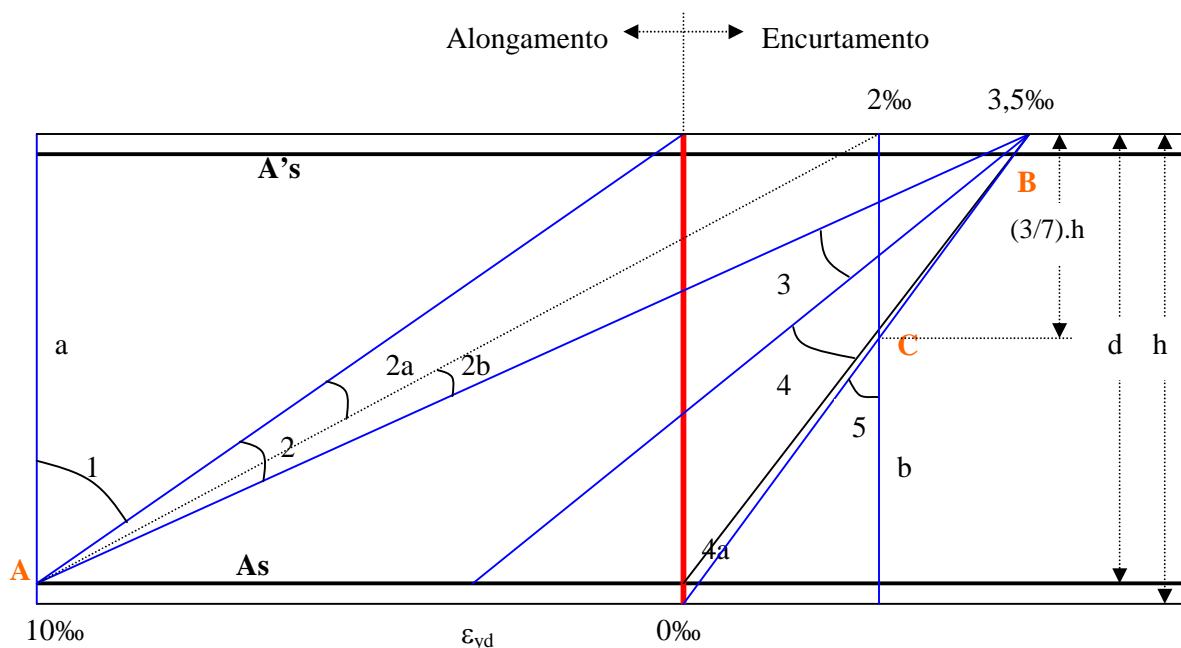
- i) As seções transversais se mantêm planas após a deformação;
- ii) Admite-se aderência perfeita entre o aço e o concreto adjacente, de modo que as deformações nos dois materiais sejam iguais;
- iii) As tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, devem ser desprezadas;
- iv) A distribuição de tensões no concreto comprimido se faz de acordo com o diagrama parábola - retângulo ou então pelo diagrama retangular de tensões;
- v) A tensão na armadura deve ser obtida a partir do diagrama tensão -deformação do aço, com valores de cálculo;
- vi) O estado limite último é caracterizado quando a distribuição de deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios definidos na Figura 16:

---

<sup>1</sup> Exceção feita a vigas-paredes.

## 8.2 Domínios de Deformação

O diagrama dos domínios de deformações representa todas as distribuições possíveis de deformações específicas da seção transversal de uma peça de concreto armado, no instante em que ela atinge um estado limite último. Ele é montado a partir das hipóteses básicas de cálculo:



**Figura 16 – Domínios de deformação: estado limite último**

Observação:

- Os pontos (A), (B) e (C) são chamados de polos de ruína;
- As : armadura mais tracionada;
- A's: armadura menos tracionada, ou comprimida.

**a) Ruptura convencional por deformação plástica excessiva do aço:**

- Reta a: tração uniforme;
- Domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;
- Domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto e aço com o máximo alongamento permitido.

**b) Ruptura convencional por encurtamento limite do concreto:**

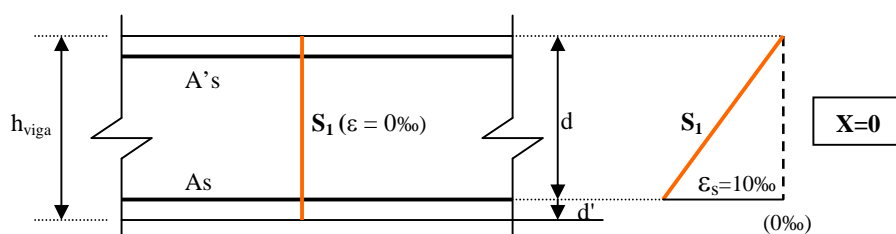
- Domínio 3: flexão simples ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço;
- Domínio 4: flexão simples ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento;
- Domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;
- Domínio 5: compressão não uniforme, sem tração;
- Reta b: compressão uniforme.

### 8.3 Equações de Compatibilidade

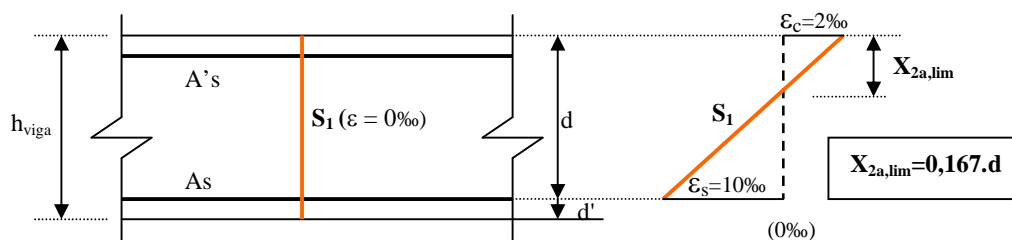
As equações de compatibilidade de deformações descrevem as posições possíveis de uma seção transversal após a deformação do elemento estrutural, permitindo assim, associar à seção transversal um estado de tensões conhecido, com base nas equações constitutivas (Relação  $\sigma/\epsilon$  dos materiais).

A partir das hipóteses adotadas e do diagrama dos domínios de deformação, é possível estabelecer o valor da profundidade da linha neutra ( $X$ ), nas vizinhanças entre dois domínios, conforme segue:

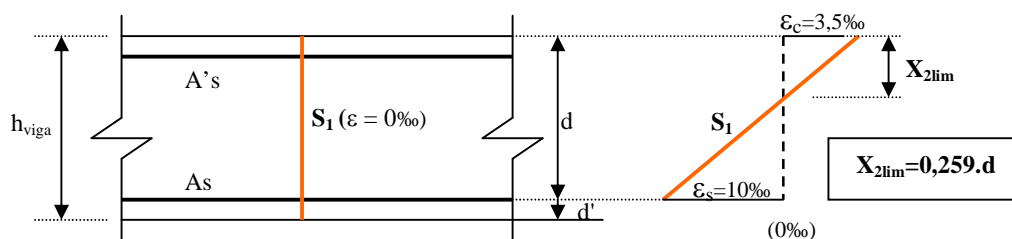
**Limite entre os domínios (1) e (2):**



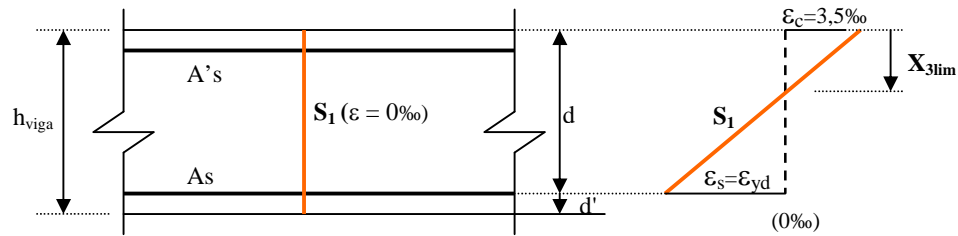
**Limite entre os domínios (2a) e (2b):**



**Limite entre os domínios (2) e (3):**



### Limite entre os domínios (3) e (4):



$$X_{3\text{lim}} = \frac{d}{(1 + 1,36 \times 10^{-3} \cdot f_{yd})} \quad \text{com} \quad f_{yd} \rightarrow \text{MPa}$$

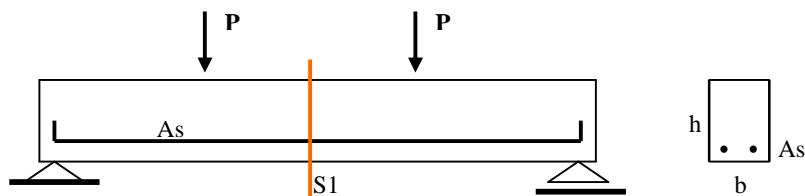
Definindo  $X_{3\text{lim}} = \xi_{\text{lim}} \cdot d$ , pode-se obter os seguintes valores para  $\xi_{\text{lim}}$ .

**Tabela 6 – Valores de  $\xi_{lim}$**

Aço	CA-25	CA-50	CA-60
$f_{yk}$ (MPa)	250	500	600
$f_{yd}$ (MPa)	215	435	520
$\xi_{lim}$	0,774	0,628	0,439

## 9. ESTÁDIOS DE FLEXÃO

Quando um carregamento ( $P$ ) crescente é introduzido em uma viga de concreto armado como indicado abaixo, uma dada seção ( $S_1$ ) qualquer sofre um giro crescente, definindo uma região tracionada e outra comprimida na seção transversal:



O aço e o concreto localizados na região tracionada, passam a experimentar um alongamento crescente. No momento em que a fibra mais alongada de concreto atinge um valor limite, ocorre a ruptura dessa fibra, e o conseqüente aparecimento de uma fissura.

Na medida em que o giro da seção aumenta, com o crescimento do carregamento, as fibras vizinhas vão passando pelo mesmo processo e a fissura inicial vai aumentando, caminhando em direção à linha neutra da viga.

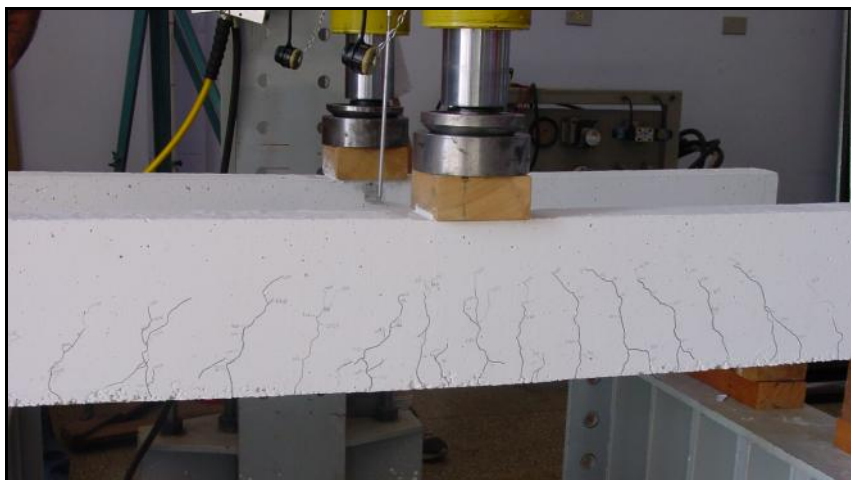


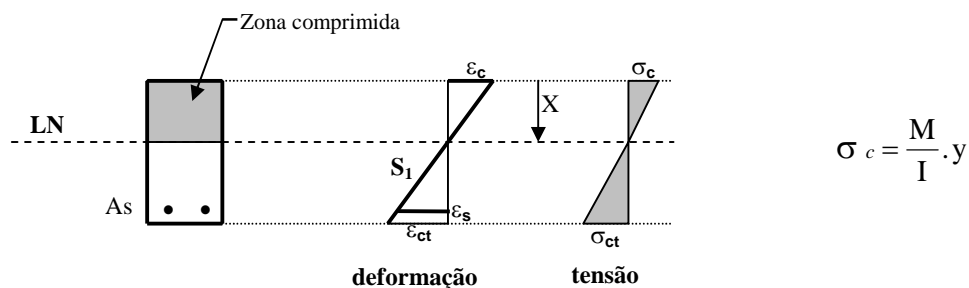
Figura 17- fissuração em uma viga de concreto.

Na região comprimida, o concreto experimenta, inicialmente, baixos níveis de tensão normal, mantendo uma relação linear tensão-deformação. À medida que o carregamento aumenta, a relação tensão-deformação deixa de ser linear, assumindo a forma parabólica.

Esse comportamento da viga de concreto é subdividido em diferentes fases, denominadas de **estádios de flexão**, como segue:

## 9.1. ESTÁDIO (Ia)

A carga (P) é de pequena intensidade, e a viga apresenta pequena deformação, de modo que o concreto na seção ( $S_1$ ) não apresenta fissuras. O dimensionamento nesse estágio é feito segundo os princípios da resistência dos materiais:

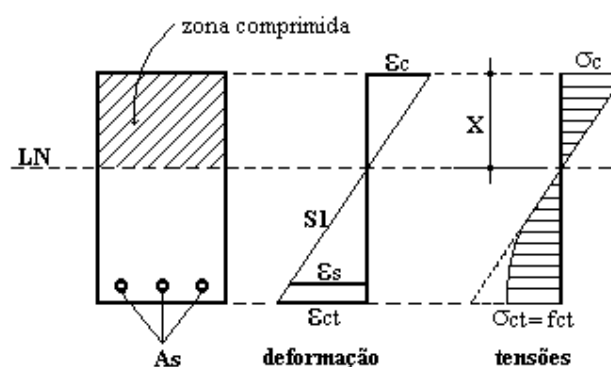


### Características:

- Concreto não fissurado na região tracionada;
- O diagrama de tensões, na tração e na compressão, é linear.

## 9.2. ESTÁDIO (Ib)

Aumentando gradativamente o valor da carga (P), haverá um ponto em que a seção transversal apresentará a seguinte configuração:



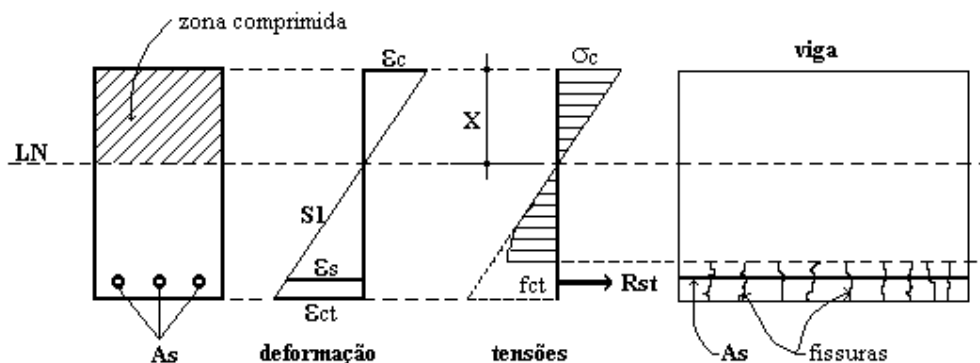
### Características:

- O concreto ainda resiste à tração;
- O diagrama de tensões na região comprimida é linear;
- O diagrama de tensões na região tracionada é não-linear e a maior tensão de tração ( $\sigma_{ct}$ ) atingiu a resistência máxima do concreto ( $f_{ct}$ );

Nesse estágio é calculado um parâmetro importante no estudo dos estados limites de utilização: o momento de fissuração da peça:

### 9.3. ESTÁDIO (II)

Com o crescimento do carregamento, a fibra mais tracionada de concreto irá romper-se, surgindo assim a primeira fissura na peça:



#### Características:

- Concreto fissurado na região tracionada, passando o aço a resistir de forma mais efetiva à tração ( $R_{st}$ );
- O diagrama de tensões na região comprimida ainda é linear;
- O diagrama de tensões na região tracionada, onde não existe fissura, é não-linear.

#### Observação:

- Na década de 50 dimensionava-se nesse estágio;
- As vigas normalmente trabalham nesse estágio sob cargas de serviço.

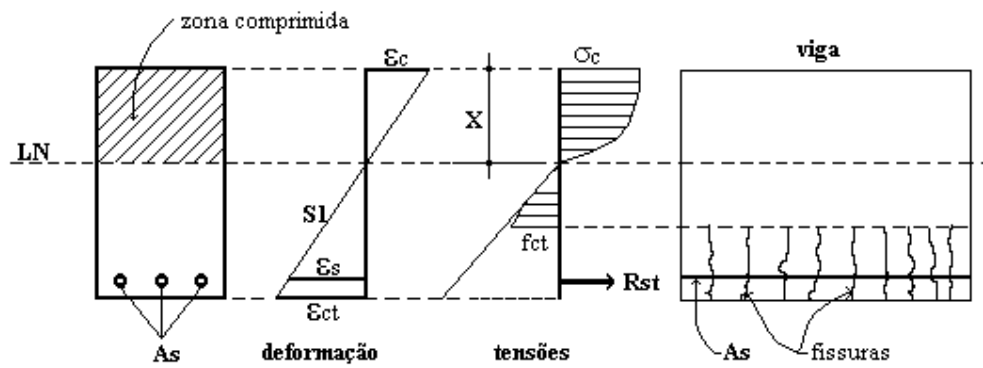
### 9.4. ESTÁDIO (III)

Aumentando-se ainda o carregamento, as fissuras irão aumentando de intensidade, caminhando em direção à linha neutra da peça:

#### Características:

- Concreto fissurado na região tracionada;
- O diagrama de tensões na região comprimida é não-linear;
- O diagrama de tensões na região tracionada, onde não existe fissura, é não-linear.





#### Observação:

- Atualmente, no estado limite último, a peça é dimensionada no estádio III;
- Nesse estágio, pode ocorrer a ruptura do concreto comprimido ou a deformação plástica excessiva da armadura.



Figura 18 – Configuração de uma viga pós-ruptura: esmagamento do concreto