

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
UNESP - Campus de Bauru/SP
FACULDADE DE ENGENHARIA
Departamento de Engenharia Civil

Disciplina: 1288 - ESTRUTURAS DE CONCRETO I

NOTAS DE AULA

FUNDAMENTOS DO CONCRETO ARMADO

Prof. Dr. PAULO SÉRGIO DOS SANTOS BASTOS
(wwwp.feb.unesp.br/pbastos)

Bauru/SP
Agosto/2006

APRESENTAÇÃO

Esta apostila tem o objetivo de servir como notas de aula na disciplina 1288 – Estruturas de Concreto I, do curso de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia, da Universidade Estadual Paulista – UNESP, Campus de Bauru/SP. O conteúdo da disciplina tem três partes: Fundamentos do Concreto Armado, Dimensionamento de Vigas à Flexão Simples e Lajes. Em outras duas apostilas são apresentadas a segunda e a terceira partes do conteúdo.

Nesta apostila encontram-se os conceitos iniciais e diversas informações que são base para o entendimento do projeto e dimensionamento das estruturas de concreto armado. O conhecimento dos Fundamentos do Concreto Armado é primordial para o aprendizado das disciplinas posteriores de concreto armado, existentes no curso de Engenharia Civil.

Em linhas gerais o texto segue as prescrições contidas na nova norma NBR 6118/2003 (*“Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”*), conforme a versão corrigida de março de 2004, para o projeto e dimensionamento dos elementos de concreto armado.

A apostila não esgota todo o assunto, que é muito vasto. Por isso, o aprendizado deve ser complementado com estudo dos itens constantes nas Referências Bibliográficas e na Bibliografia Complementar, entre outros.

Nesta disciplina e na 1309 – Estruturas de Concreto II, ministradas pelo autor, serão utilizadas diversas apostilas, disponibilizadas no endereço www.feb.unesp.br/pbastos, em “Disciplinas Lecionadas”.

Ao longo do curso de Engenharia Civil o aluno deverá cursar três disciplinas de Estruturas de Concreto Armado, com a opção de cursar outras disciplinas optativas. Na disciplina 1288 – Estruturas de Concreto I o conteúdo é composto por: Fundamentos do Concreto Armado, Dimensionamento de Vigas à Flexão Simples e Projeto de Lajes. Em 1309 – Estruturas de Concreto II o conteúdo é: Projeto de Vigas, englobando o dimensionamento ao Esforço Cortante, à Torção e da ancoragem da armadura longitudinal, seguido de pilares.

Na disciplina 1354 – Estruturas de Concreto III - o conteúdo é: Fundações de Edifícios (blocos, tubulões, sapatas, vigas de equilíbrio), escadas, reservatórios (vigas-parede), consolos,

dentes gerber e punção. No decorrer das três disciplinas obrigatórias o aluno desenvolve o projeto da estrutura de um edifício.

As quatro disciplinas não abordam todos os temas existentes, porque o Concreto Armado é um campo muito vasto, porém, os conteúdos tratam dos temas mais importantes e comuns do dia a dia das atividades do Engenheiro Estrutural. Ao final do curso espera-se que o aluno esteja apto a iniciar suas atividades no ramo do projeto estrutural de edifícios, em empresas ou escritórios de cálculo estrutural.

O projeto estrutural de edifícios consiste, resumidamente, nas seguintes etapas: concepção do sistema estrutural (horizontal e vertical) do edifício, juntamente com o pré-dimensionamento das dimensões dos elementos, determinação e análise dos deslocamentos e esforços solicitantes da estrutura, considerando-se obrigatoriamente os efeitos da ação do vento, dimensionamento e detalhamento das armaduras e desenhos finais.

Nos últimos anos ocorreu um grande avanço no desenvolvimento dos programas computacionais para projeto estrutural, e hoje, praticamente a totalidade dos projetos são desenvolvidos por meio dos programas.

Críticas e sugestões serão muito bem-vindas, pois assim a apostila poderá ser melhorada.

O autor agradece ao técnico Éderson dos Santos Martins pela confecção dos desenhos.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1	COMPOSIÇÃO DO CONCRETO	1
1.1.1	Cimento	3
1.1.2	Agregados.....	5
1.1.3	Água	6
1.2	CONCEITO DE CONCRETO ARMADO	7
1.3	CONCEITO DE CONCRETO PROTENDIDO	8
1.4	FISSURAÇÃO NO CONCRETO ARMADO	11
1.5	HISTÓRICO DO CONCRETO ARMADO	13
1.6	VANTAGENS E DESVANTAGENS DO CONCRETO ARMADO	15
1.7	PRINCIPAIS NORMAS BRASILEIRAS PARA CONCRETO ARMADO	15
1.8	PRINCIPAIS NOTAÇÕES DA NBR 6118.....	16
1.8.1	Letras Minúsculas	16
1.8.2	Letras Maiúsculas.....	17
1.8.3	Letras Gregas.....	17
1.8.4	Símbolos Subscritos	18
1.9	PROPOSTAS DE ESTUDO	18
1.10	QUESTIONÁRIO	18
2.	ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM CONCRETO ARMADO.....	19
2.1	CLASSIFICAÇÃO GEOMÉTRICA	19
2.2	PRINCIPAIS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	21
2.2.1	Laje.....	21
2.2.2	Viga.....	26
2.2.3	Pilar	30
2.2.4	Tubulão e Bloco de Fundação	33
2.2.5	Sapata	36
2.3	PROPOSTAS DE ESTUDO	38
2.4	QUESTIONÁRIO	38
3.	REQUISITOS DE QUALIDADE DA ESTRUTURA E DO PROJETO	39
4.	DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO	39
4.1	MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO DO CONCRETO	39
4.2	MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO DA ARMADURA.....	40
4.3	MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA	40
4.4	AGRESSIVIDADE DO AMBIENTE	41
4.5	CUIDADOS NA DRENAGEM VISANDO A DURABILIDADE.....	41
4.6	QUALIDADE DO CONCRETO DE COBRIMENTO	42
4.7	ESPESSURA DO COBRIMENTO DA ARMADURA	42
4.8	QUESTIONÁRIO	43
5.	RESISTÊNCIAS CARACTERÍSTICAS E DE CÁLCULO	44
5.1	CONCEITO DE VALOR CARACTERÍSTICO	44
5.2	RESISTÊNCIAS CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO E DO AÇO.....	46
5.3	RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO DO CONCRETO E DO AÇO.....	47

5.4	COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS	48
5.4.1	Coeficiente de Ponderação das Resistências no Estado Limite Último (ELU).....	48
5.4.2	Coeficiente de Ponderação das Resistências no Estado Limite de Serviço (ELS).....	48
6.	SEGURANÇA E ESTADOS LIMITES	49
6.1	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU).....	50
6.2	ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO (ELS).....	51
6.3	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA.....	51
6.4	QUESTIONÁRIO	52
7.	AÇÕES NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	52
7.1	AÇÕES PERMANENTES.....	52
7.1.1	Ações Permanentes Diretas.....	53
7.1.2	Ações Permanentes Indiretas	53
7.2	AÇÕES VARIÁVEIS	54
7.2.1	Ações Variáveis Diretas	54
7.2.2	Ações Variáveis Indiretas.....	55
7.3	AÇÕES EXCEPCIONAIS	56
7.4	VALORES DAS AÇÕES	56
7.4.1	Valores Característicos.....	56
7.4.2	Valores Representativos	56
7.4.3	Valores de Cálculo	57
7.5	COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES	57
7.5.1	Coeficientes de Ponderação das Ações no Estado Limite Último (ELU).....	57
7.5.2	Coeficientes de Ponderação das Ações no Estado Limite de Serviço (ELS).....	58
7.6	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	58
7.6.1	Combinações Últimas	59
7.6.2	Combinações de Serviço	61
7.7	QUESTIONÁRIO	62
8.	MATERIAIS COMPONENTES DO CONCRETO ARMADO	62
8.1	CONCRETO	62
8.1.1	Massa Específica	62
8.1.2	Resistência à Compressão	63
8.1.3	Resistência à Tração.....	64
8.1.4	Resistência no Estado Multiaxial de Tensões	66
8.1.5	Módulo de Elasticidade.....	67
8.1.6	Coeficiente de Poisson e Módulo de Elasticidade Transversal.....	69
8.1.7	Diagrama Tensão-Deformação do Concreto à Tração.....	69
8.1.8	Diagrama Tensão-Deformação do Concreto à Compressão	70
8.1.9	Deformações do Concreto	72
8.1.10	Proposta de Estudo	75
8.1.11	Questionário	75
8.2	AÇOS PARA ARMADURA	76
8.2.1	Tipos de Superfície.....	76
8.2.2	Características Geométricas	77
8.2.3	Diagrama Tensão-Deformação	80
8.3	QUESTIONÁRIO	81
9.	ESTÁDIOS DE CÁLCULO	82
10.	DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÕES.....	83
10.1	RETA A.....	84
10.2	DOMÍNIO 1	84
10.3	DOMÍNIO 2	85
10.4	DOMÍNIO 3	86
10.5	DOMÍNIO 4	87
10.6	DOMÍNIO 4A	87

10.7	DOMÍNIO 5	88
10.8	RETA B.....	88
10.9	DETERMINAÇÃO DE $x_{2\lim}$ E $x_{3\lim}$	89
10.10	QUESTIONÁRIO	90
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	90
	BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR.....	92

FUNDAMENTOS DO CONCRETO ARMADO

1. INTRODUÇÃO

Até março de 2003 a principal norma para o projeto de estruturas de concreto armado era a NBR 6118/80, ou NB1/78. Após passar por vários anos em processo de revisão, a NB 1/78 foi substituída por uma nova versão, a NBR 6118/2003 “*Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*”, que incluiu também as estruturas de Concreto Protendido. As recomendações para a execução das estruturas de concreto passaram a fazer parte da norma NBR 14931/03.

Todo o conteúdo desta disciplina e das demais nas áreas de concreto armado e protendido seguem as recomendações constantes da NBR 6118/03.

A norma se aplica a estruturas de concretos normais, com massa específica seca maior que 2.000 kg/m^3 , não excedendo 2.800 kg/m^3 , do grupo I de resistência (C10 a C50), conforme classificação da NBR 8953.

Concretos normais são também chamados convencionais, e excluem os “concretos especiais” com características particulares, como os concretos leves, de alto desempenho, auto-adensável, massa, rolado, colorido, entre tantos outros existentes.

Segundo a NBR 6118/03 (item 1.5), “*No caso de estruturas especiais, tais como de elementos pré-moldados, pontes e viadutos, obras hidráulicas, arcos, silos, chaminés, torres, estruturas off-shore, ou em que se utilizam técnicas construtivas não convencionais, tais como formas deslizantes, balanços sucessivos, lançamentos progressivos e concreto projetado, as condições da NBR 6118/03 ainda são aplicáveis, devendo no entanto ser complementadas e eventualmente ajustadas em pontos localizados, por Normas Brasileiras específicas*”.

Outras normas também importantes e de interesse no desenvolvimento dos conteúdos são as estrangeiras: *MC-90*, do COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON, o *Eurocode 2/92*, do EUROPEAN COMMITTEE STANDARDIZATION, e o *ACI 318-05*, do AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.

1.1 COMPOSIÇÃO DO CONCRETO

Os primeiros materiais a serem empregados nas construções foram a pedra natural e a madeira, sendo o ferro e o aço empregados séculos depois. O concreto armado só surgiu mais recentemente, por volta de 1850.

Para um material de construção ser considerado bom, ele deve apresentar duas características básicas: resistência e durabilidade. A pedra natural tem resistência à compressão e durabilidade muito elevadas, porém, tem baixa resistência à tração. A madeira tem razoável resistência, mas tem durabilidade limitada. O aço tem resistências elevadas, mas requer proteção contra a corrosão.

O concreto armado pode ter surgido da necessidade de se aliar as qualidades da pedra (resistência à compressão e durabilidade) com as do aço (resistências mecânicas), com as vantagens de poder assumir qualquer forma, com rapidez e facilidade, e proporcionar a necessária proteção do aço contra a corrosão.

O concreto é um material composto, constituído por cimento, água, agregado miúdo (areia) e agregado graúdo (pedra ou brita), e ar. Pode também conter adições (cinza volante, pozolanas, sílica ativa, etc.) e aditivos químicos com a finalidade de melhorar ou modificar suas propriedades básicas.

Esquemáticamente pode-se indicar que a **pasta** é o cimento misturado com a água, a **argamassa** é a pasta misturada com a areia, e o **concreto** é a argamassa misturada com a pedra ou brita, também chamado concreto simples (concreto sem armaduras).

As Figura 1 a Figura 6 mostram fotografias do cimento, dos agregados miúdo e graúdo, da pasta de cimento, da argamassa que compõe o concreto e do concreto.

A definição para o Concreto Simples, conforme a NBR 6118/03 (item 3.1.2) é:

Elementos de concreto simples estrutural: “*elementos estruturais elaborados com concreto que não possui qualquer tipo de armadura ou que a possui em quantidade inferior ao mínimo exigido para o concreto armado*”.



Figura 1 – Cimento.



Figura 2 – Agregado miúdo (areia).



Figura 3 – Agregado graúdo (pedra ou brita).



Figura 4 – Pasta de cimento e água.



Figura 5 – Argamassa.



Figura 6 – Concreto simples.

Na seqüência são apresentados os materiais componentes do concreto simples, com a definição e a descrição de suas características mais importantes.

1.1.1 Cimento

O cimento portland, tal como hoje mundialmente conhecido, foi descoberto na Inglaterra por volta do ano de 1824, e a produção industrial foi iniciada após o ano de 1850.

O cimento portland é um pó fino com propriedades aglomerantes, aglutinantes ou ligantes, que endurece sob ação da água. Depois de endurecido, mesmo que seja novamente submetido à ação da água, o cimento portland não se decompõe mais (ABCP, 2002). O cimento é o principal elemento dos concretos e é o responsável pela transformação da mistura de materiais que compõem o concreto no produto final desejado.

O cimento é composto de clínquer e de adições, sendo o clínquer o principal componente, presente em todos os tipos de cimento (Figura 7). O clínquer tem como matérias-primas básicas o calcário e a argila. A propriedade básica do clínquer é que ele é um ligante hidráulico, que endurece em contato com a água.



Figura 7 - Clínquer para fabricação de cimento.

Para a fabricação do clínquer, a rocha calcária inicialmente britada e moída é misturada com a argila moída. A mistura é submetida a um calor intenso de até 1450°C e então bruscamente resfriadas, formando pelotas (o clínquer). Após processo de moagem, o clínquer transforma-se em pó.

As adições são matérias-primas misturadas ao clínquer no processo de moagem, e são elas que definem as propriedades dos diferentes tipos de cimento. As principais adições são o gesso, as escórias de alto-forno, e os materiais pozzolânicos e carbonáticos.

Os tipos de cimento que existem no Brasil diferem em função da sua composição, como o cimento portlando comum, o composto, o de alto-forno, o pozzolânico, o de alta resistência inicial, o resistente a sulfatos, o branco e o de baixo calor de hidratação. Dentre os diferentes tipos de cimento listados na Tabela 1, os de uso mais comuns nas construções são o CII E-32, o CII F-32 e o CIII-40. O cimento CPV-ARI é também muito utilizado em fábricas de estruturas pré-moldadas.

Tabela 1 – Tipos de cimento fabricados no Brasil (ABCP, 2002).

Nome técnico		Identificação do tipo e classe
Cimento portland comum	Cimento portland comum	CP I-25 CP I-32 CP I-40
	Cimento portland comum com adição	CP I-S-25 CP I-S-32 CP I-S-40
Cimento portland composto	Cimento portland composto com escória	CP II-E-25 CP II-E-32 CP II-E-40
	Cimento portland composto com pozolana	CP II-Z-25 CP II-Z-32 CP II-Z-40
	Cimento portland composto com fíler	CP II-F-25 CP II-F-32 CP II-F-40
Cimento portland de alto-forno		CP III-25 CP III-32 CP III-40
Cimento portland pozolânico		CP IV-25 CP IV-32
Cimento portland de alta resistência inicial		CP V-ARI
Cimento portland resistente a sulfatos		Sigla e classe dos tipos originais acrescidos do sufixo RS. Exemplo: CP I-32RS, CP II-F-32RS, CP III-40RS, etc.
Cimento portland de baixo calor de hidratação		Sigla e classe dos tipos originais acrescidos do sufixo BC. Exemplo: CP I-32BC, CP II-F-32BC, CP III-40BC, etc.
Cimento portland branco	Cimento portland branco estrutural	CPB-25 CPB-32 CPB-40
	Cimento portland branco não estrutural	CPB
Cimento para poços petrolíferos		CPP - classe G

Os diferentes tipos de cimento têm uma nomenclatura própria e são fabricados segundo as resistências à compressão de 25, 32 ou 40 MPa. No comércio o cimento é fornecido em sacos de 25 kg e 50 kg (Figura 8), com exceção do cimento ARI que pode ser encontrado também em sacos de 40 kg. Usinas fabricantes de concreto adquirem o cimento a granel, em grandes quantidades.

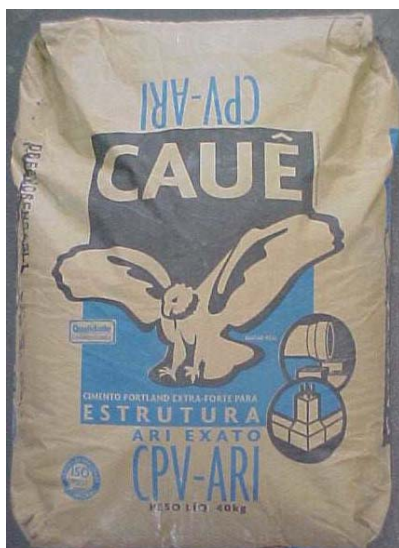


Figura 8 – Saco de cimento do tipo CP V ARI (Camargo Corrêa Cimentos).

1.1.2 Agregados

Os agregados podem ser definidos como os “materiais granulosos e inertes que entram na composição das argamassas e concretos” (BAUER, 1979). São muito importantes no concreto porque cerca de 70 % da sua composição é constituída pelos agregados, e são os materiais de menor custo dos concretos.

Os agregados são classificados quanto à origem em naturais e artificiais. Os agregados naturais são aqueles encontrados na natureza, como areias de rios e pedregulhos, também chamados cascalho ou seixo rolado Figura 9. Os agregados artificiais são aqueles que passaram por algum processo para obter as características finais, como as britas originárias da trituração de rochas.



a) areia natural;



b) seixo rolado.

Figura 9 – Agregados naturais miúdo (areia) e graúdo (seixo rolado).

Na classificação quanto às dimensões os agregados são chamados de miúdo, como as areias, e graúdo, como as pedras ou britas. O agregado miúdo tem diâmetro máximo igual ou inferior a 4,8 mm, e o agregado graúdo tem diâmetro máximo superior a 4,8 mm.

Os agregados graúdos (britas) têm a seguinte numeração e dimensões máximas (Figura 10):

- brita 0 – 4,8 a 9,5 mm;
- brita 1 – 9,5 a 19 mm;
- brita 2 – 19 a 38 mm;
- brita 3 – 38 a 76 mm;
- pedra-de-mão - > 76 mm.



a) brita 0 (pedrisco);



b) brita 0 (pedrisco);



c) brita 1;



d) brita 2;



e) brita 3;

Figura 10 – Agregados gráudos artificiais (Fonte: [www.mbv-mineracao.com.br/ Brita%203.htm](http://www.mbv-mineracao.com.br/Brita%203.htm)).

As britas são os agregados gráudos mais usados no Brasil, com uso superior a 50 % do consumo total de agregado gráudo nos concretos (MEHTA & MONTEIRO, 1994). No passado era comum a mistura de britas 1 e 2 para a confecção de concretos, porém, hoje no Brasil, a grande maioria dos concretos feitos para as obras correntes utiliza apenas a brita 1 na sua confecção.

Os agregados podem também ser classificados em leves, normais e pesados. As britas normais são geralmente obtidas pela trituração de rochas, como basalto, gnaiss e granito.

1.1.3 Água

A água é necessária no concreto para possibilitar as reações químicas do cimento, chamadas reações de hidratação, que irão garantir as propriedades de resistência e durabilidade do

concreto. Tem também a função de lubrificar as demais partículas para proporcionar o manuseio do concreto. Normalmente a água potável é a indicada para a confecção dos concretos.

1.2 CONCEITO DE CONCRETO ARMADO

O concreto é um material que apresenta alta resistência às tensões de compressão, porém, apresenta baixa resistência à tração (cerca de 10 % da sua resistência à compressão). Assim sendo, é imperiosa a necessidade de juntar ao concreto um material com alta resistência à tração, com o objetivo deste material, disposto convenientemente, resistir às tensões de tração atuantes. Com esse material composto (concreto e armadura – barras de aço), surge então o chamado “concreto armado”, onde as barras da armadura absorvem as tensões de tração e o concreto absorve as tensões de compressão, no que pode ser auxiliado também por barras de aço (caso típico de pilares, por exemplo).

No entanto, o conceito de concreto armado envolve ainda o fenômeno da aderência, que é essencial e deve obrigatoriamente existir entre o concreto e a armadura, pois não basta apenas juntar os dois materiais para se ter o concreto armado. Para a existência do concreto armado é imprescindível que haja real solidariedade entre ambos o concreto e o aço, e que o trabalho seja realizado de forma conjunta.

Em resumo, pode-se definir o concreto armado como “*a união do concreto simples e de um material resistente à tração (envolvido pelo concreto) de tal modo que ambos resistam solidariamente aos esforços solicitantes*”. De forma esquemática pode-se indicar que concreto armado é:

Concreto armado = concreto simples + armadura + aderência.

Com a aderência, a deformação ε_s num ponto da barra de aço e a deformação ε_c no concreto que a circunda, devem ser iguais, isto é: $\varepsilon_c = \varepsilon_s$. A Figura 11 mostra uma peça de concreto com o concreto sendo lançado e adensado, devendo envolver e aderir à armadura nela existente.



Figura 11 – Preenchimento de uma fôrma metálica com concreto aderente à armadura.

A NBR 6118/03 (item 3.1.3) define:

Elementos de concreto armado: “*aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência*”.

Armadura passiva é “*qualquer armadura que não seja usada para produzir forças de protensão, isto é, que não seja previamente alongada*”.

A armadura do concreto armado é chamada “*armadura passiva*”, o que significa que as tensões e deformações nela aplicadas devem-se exclusivamente aos carregamentos aplicados nas peças onde está inserida.

Como armadura tem-se que ter um material com altas resistências mecânicas, principalmente resistência à tração. A armadura não tem que ser necessariamente de aço, pode ser de outro tipo de material, como fibra de carbono, bambu, etc.

O trabalho conjunto, solidário entre o concreto e a armadura fica bem caracterizado na análise de uma viga de concreto simples (sem armadura), que rompe bruscamente tão logo surge a primeira fissura, após a tensão de tração atuante alcançar e superar a resistência do concreto à tração (Figura 12a). Entretanto, colocando-se uma armadura convenientemente posicionada na região das tensões de tração, eleva-se significativamente a capacidade resistente da viga (Figura 12b).

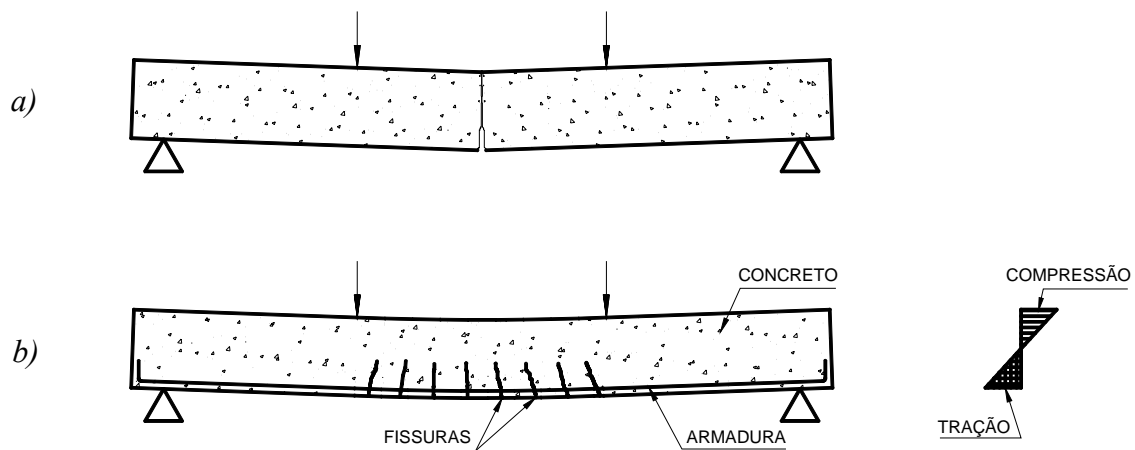


Figura 12 - Viga de concreto simples (a) e armado (b) (PFEIL, 1989).

O trabalho conjunto do concreto e do aço é possível porque os coeficientes de dilatação térmica dos dois materiais são praticamente iguais. Outro aspecto positivo é que o concreto protege o aço da oxidação (corrosão), garantindo a durabilidade do conjunto. Porém, a proteção da armadura contra a corrosão só é garantida com a existência de uma espessura de concreto entre a barra de aço e a superfície externa da peça (denominado *cobrimento*), entre outros fatores também importantes relativos à durabilidade, como a qualidade do concreto, por exemplo.

1.3 CONCEITO DE CONCRETO PROTENDIDO

O concreto protendido é um refinamento do concreto armado, onde a idéia básica é aplicar tensões prévias de compressão nas regiões da peça que serão tracionadas pela ação do carregamento externo aplicado. Desse modo, as tensões de tração são diminuídas ou até mesmo anuladas pelas tensões de compressão pré-existentes ou pré-aplicadas. Com a protensão contorna-se a característica negativa de baixa resistência do concreto à tração.

A Figura 13 ilustra os diagramas de tensão num caso simples de aplicação de tensões prévias de compressão numa viga.

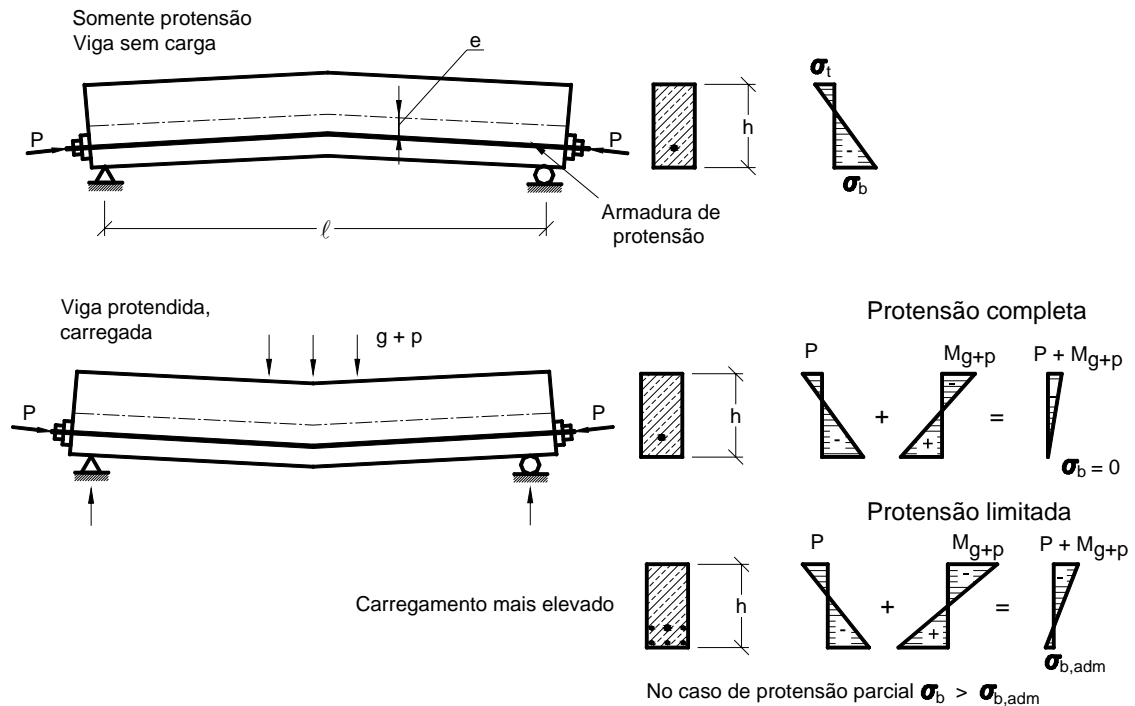


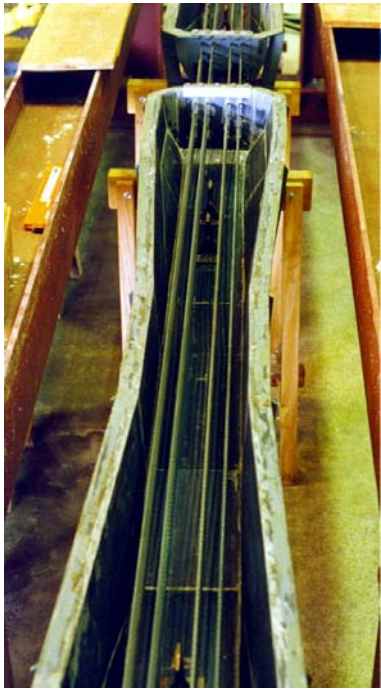
Figura 13 – Aplicação de protensão numa viga biapoiada (LEONHARDT & MÖNNIG, 1982).

A NBR 6118/03 (item 3.1.4) define:

Elementos de concreto protendido: “aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura e propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado limite último (ELU)”.

Armadura ativa (de protensão): “constituída por barra, fios isolados ou cordoalhas, destinada à produção de forças de protensão, isto é, na qual se aplica um pré-alongamento inicial”.

São diversos os sistemas de protensão aplicados nas fábricas e nos canteiros de obra. No sistema de pré-tensão, por exemplo, a protensão se faz pelo estiramento (tracionamento) da armadura ativa (armadura de protensão) dentro do regime elástico, antes que haja a aderência entre o concreto e a armadura ativa. Terminado o estiramento o concreto é lançado para envolver a armadura de protensão e dar a forma desejada à peça. Decorridas algumas horas ou dias, tendo o concreto a resistência mínima necessária, o esforço que estirou a armadura é gradativamente diminuído, o que faz com que a armadura aplique esforços de compressão ao concreto ao tentar voltar ao seu estado inicial de deformação zero. Esse sistema de protensão é geralmente utilizado na produção intensiva de grande quantidade de peças nas fábricas. A Figura 14 ilustra a fabricação de apenas duas peças (dormente ferroviário) com o sistema de pré-tensão com intuito de pesquisa.



a) molde metálico com armadura de protensão formada por fios entalhados;



b) estrutura formada por perfis metálicos para estiramento da armadura de protensão e duas peças em linha já concretadas;



c) Lançamento e adensamento do concreto com vibrador de agulha;



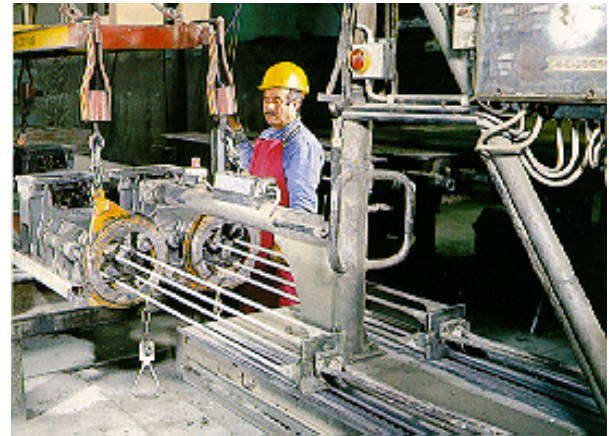
d) Adensamento com vibrador de agulha.

Figura 14 – Sistema de protensão com pré-tensão.

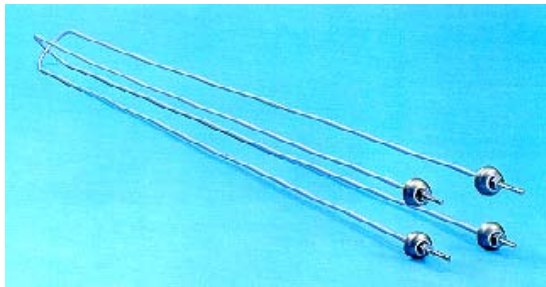
Um outro sistema de protensão é a pós-tensão, onde a força de protensão é aplicada após a peça estar concretada e com o concreto com resistência suficiente para receber a força de protensão. Esse sistema é utilizado na produção limitada de peças nas fábricas, em vigas de pontes, em lajes de pavimento com cordoalha engraxada e diversas outras estruturas protendidas. A Figura 15 ilustra a fabricação de apenas duas peças (dormente ferroviário) com o sistema de pós-tensão.



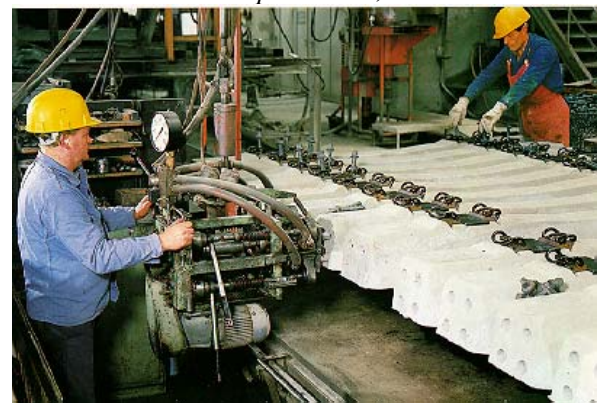
a) fabricação dos dormentes;



b) retirada dos tubos para colocação da armadura de protensão;



c) armadura de protensão;



d) aplicação da força de protensão.

Figura 15 - Sistema de protensão pós-tensão (Dywidag, 2000).

O concreto protendido será estudado em profundidade na disciplina 1354 - Concreto Protendido.

1.4 FISSURAÇÃO NO CONCRETO ARMADO

Segundo SILVA (2003), “A fissuração nos elementos estruturais de concreto armado é causada pela baixa resistência à tração do concreto. Apesar de indesejável, o fenômeno da fissuração é natural (dentro de certos limites) no concreto armado. O controle da fissuração é importante para a segurança estrutural em serviço, condições de funcionalidade e estética (aparência), desempenho (durabilidade, impermeabilidade, etc.). Deve-se garantir, no projeto, que as fissuras que venham a ocorrer apresentem aberturas menores do que os limites estabelecidos considerados nocivos. Pequenas aberturas de fissuras, mesmo sem colocar em risco a durabilidade da estrutura, podem provocar alarme nos usuários leigos pelo efeito psicológico. Assim, a abertura máxima das fissuras, sem prejudicar a estética ou causar preocupação nos usuários depende da posição, profundidade, finalidade da estrutura, distância do observador, etc.”

Num tirante de concreto armado, por exemplo, se a tensão de tração aplicada pelo carregamento externo é pequena e inferior à resistência do concreto à tração (f_{ct}), não aparecem fissuras na superfície do tirante. Porém, se o carregamento for aumentado e a tensão de tração atuante igualar a resistência do concreto à tração, surge neste instante a primeira fissura. Quando o concreto fissura ele passa a não resistir mais às tensões de tração, vindo daí a necessidade de uma armadura resistente. Com o aumento do carregamento e das tensões de tração, novas fissuras vão

surgindo, e aquelas existentes vão aumentando a abertura. Analogia semelhante pode ser feita com a região tracionada de uma viga fletida.

Eliminar completamente as fissuras seria antieconômico, pois teria-se que aplicar tensões de tração muito baixas na peça e na armadura. Isso leva a que o concreto armado deve conviver com as fissuras, que não serão eliminadas e sim diminuídas a valores de abertura aceitáveis (geralmente até 0,3 mm) em função do ambiente em que a peça estiver, e que não prejudiquem a estética e a durabilidade. No projeto de elementos estruturais o procedimento é verificar o comportamento da peça nos chamados Estados Limites de Serviço, como os Estados Limites de Formação de Fissuras (ELS-F) e de Abertura das Fissuras (ELS-W), em função da utilização e desempenho requeridos para o elemento estrutural.

No concreto armado, a armadura submetida a tensões de tração alonga-se, até o limite máximo de 10 ‰ (1 ‰ = 10 ‰ = 10 mm/m), imposto pela NBR 6118/03 a fim de evitar fissuração excessiva no concreto. Pode-se imaginar um tirante com 1 m de comprimento tendo dez fissuras com abertura de 1 mm, distribuídas ao longo do seu comprimento (Figura 16).

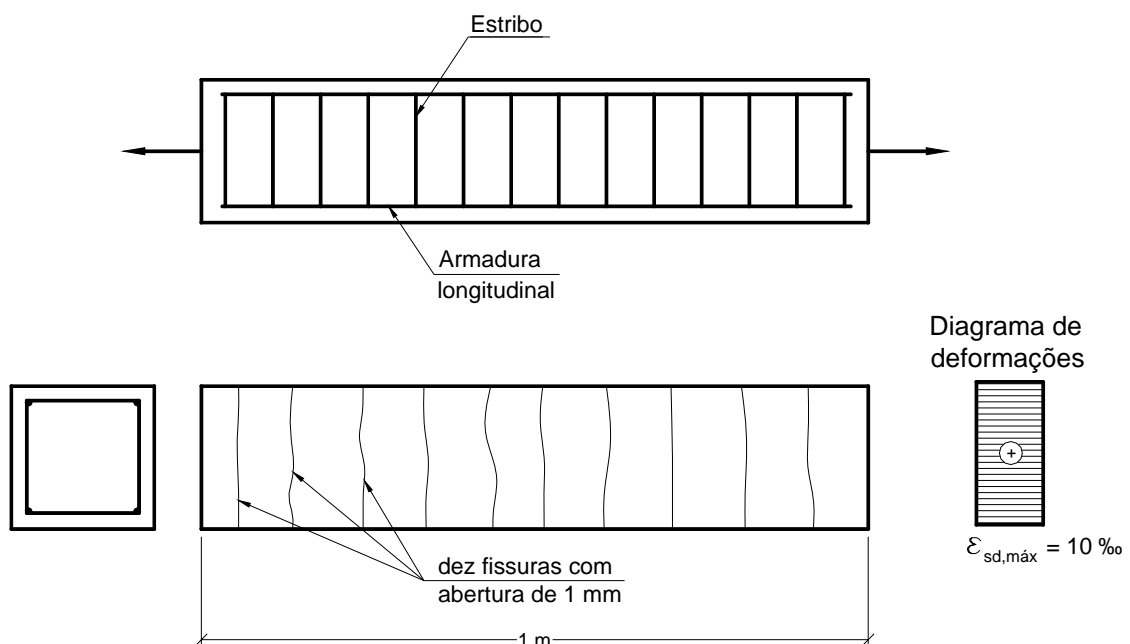


Figura 16 – Fissuras num tirante com deformação de alongamento de 10 ‰.

O concreto, aderido e adjacente às barras da armadura, fissura, porque não tem capacidade de alongar-se de 10 ‰ sem fissurar, de modo que as tensões de tração têm que ser totalmente absorvidas pela armadura.

Segundo LEONHARDT & MÖNNIG (1982), dispondo-se barras de aço de diâmetro não muito grande e de maneira distribuída, as fissuras terão apenas características capilares, não levando ao perigo de corrosão do aço.

As fissuras surgem no concreto armado também devido à retração do concreto, que pode ser significativamente diminuída por uma cura cuidadosa nos primeiros dez dias de idade do concreto, e com a utilização de armadura suplementar (armadura de pele), como será estudado adiante.

A Figura 17 ilustra peças de concreto protendido já rompidas e fissuradas.

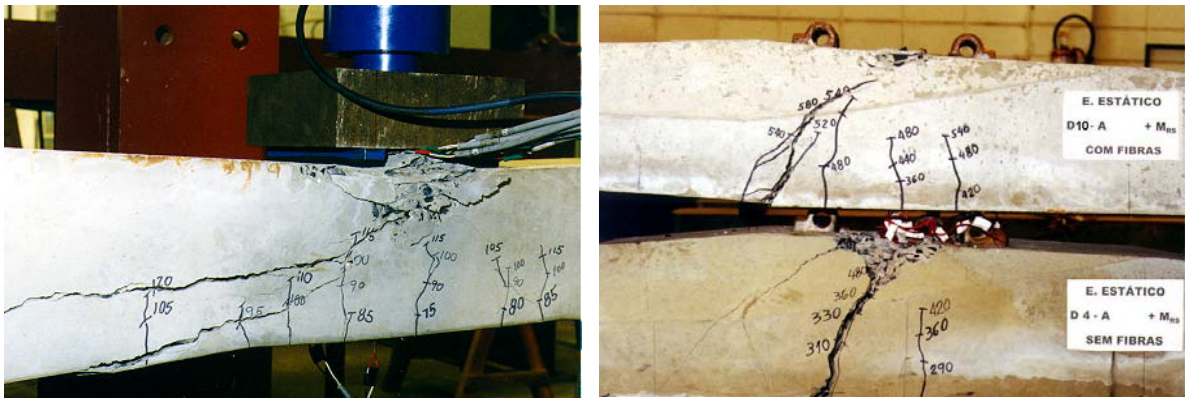


Figura 17 – Fissuras de flexão num dormente ferroviário de concreto protendido.

1.5 HISTÓRICO DO CONCRETO ARMADO

A cal hidráulica e o cimento pozolânico (de origem vulcânica) já eram conhecidos pelos romanos como aglomerante. O cimento Portland, tal como hoje conhecido, foi descoberto na Inglaterra por volta do ano de 1824, e a produção industrial foi iniciada após 1850.

A primeira associação de um metal à argamassa de pozolana remonta à época dos romanos. No ano de 1770, em Paris, associou-se ferro com pedra para formar vigas como as modernas, com barras longitudinais na tração e barras transversais ao cortante.

Considera-se que o cimento armado surgiu na França, no ano de 1849, com o primeiro objeto do material registrado pela História sendo um barco, do francês Lambot, o qual foi apresentado oficialmente em 1855. O barco foi construído com telas de fios finos de ferro preenchidas com argamassa. Embora os barcos funcionassem, não alcançaram sucesso comercial.

A partir de 1861, outro francês, Mounier, que era um paisagista, horticultor e comerciante de plantas ornamentais, fabricou uma enorme quantidade de vasos de flores de argamassa de cimento com armadura de arame, e depois reservatórios (25, 180 e 200 m³) e uma ponte com vão de 16,5 m.

Foi o início do que hoje se conhece como “Concreto Armado”. Até cerca do ano de 1920 o concreto armado era chamado de “cimento armado”.

Em 1850, o norte americano Hyatt fez uma série de ensaios e vislumbrou a verdadeira função da armadura no trabalho conjunto com o concreto. Porém, seus estudos não ganharam repercussão por falta de publicação.

Na França, Hennebique foi o primeiro após Hyatt a compreender a função das armaduras no concreto. *“Percebeu a necessidade de dispor outras armaduras além da armadura reta de tração. Imaginou armaduras dobradas, prolongadas em diagonal e ancoradas na zona de compressão. Foi o primeiro a colocar estribos com a finalidade de absorver tensões oriundas da força cortante e o criador das vigas T, levando em conta a colaboração da laje como mesa de compressão”*, (VASCONCELOS, 1985).

Os alemães estabeleceram a teoria mais completa do novo material, toda ela baseada em experiências e ensaios. *“O verdadeiro desenvolvimento do concreto armado no mundo iniciou-se com Gustavo Adolpho Wayss”* que fundou sua firma em 1875, após comprar as patentes de Mounier para empregar no norte da Alemanha (VASCONCELOS, 1985).

A primeira teoria realista ou consistente sobre o dimensionamento das peças de concreto armado surgiu com uma publicação, em 1902, de E. Mörsch, eminente engenheiro alemão, professor da Universidade de Stuttgart (Alemanha). Suas teorias resultaram de ensaios experimentais, dando origem às primeiras normas para o cálculo e construção em concreto armado. A treliça clássica de Mörsch é uma das maiores invenções em concreto armado, permanecendo ainda aceita, apesar de ter surgido há mais de 100 anos.

As fissuras (trincas de pequena abertura, $\approx 0,05$ a $0,4$ mm), causadas pela tensão de tração no concreto, atrasaram o desenvolvimento do concreto armado devido à dificuldade de como tratar e resolver o problema. Como forma de contornar o problema da fissuração no concreto, M. Koenen propôs, em 1907, tracionar previamente as barras de aço, para assim originar tensões de compressão na seção, como forma de eliminar a tração no concreto e conseqüentemente eliminar as fissuras. Surgia assim o chamado “Concreto Protendido”. Porém, as experiências iniciais não lograram êxito.

Outras datas e fatos significativos nos primeiros desenvolvimentos do concreto armado são:

- 1852 - Coignet executa elementos de construção com emprego de concreto armado (vigotas e pequenas lajes);
- 1867 a 1878 - Mounier registra patentes para construção, primeiramente de vasos, tubos e depósitos e, depois, de elementos de construção;
- 1880 - Hennebique constroi a primeira laje armada com barras de aço de seção circular;
- 1884 - Freytag adquire as patentes de Mounier para emprego na Alemanha;
- 1892 - Hennebique obtém patente do primeiro tipo de viga, como as atuais, com estribos;
- 1897 - Rabut inicia o primeiro curso sobre concreto armado, na França;
- 1902 a 1908 - São publicados os trabalhos experimentais realizados por Wayss e Freytag;
- 1902 - Mörsch, engenheiro alemão, publica a 1ª edição de seu livro de concreto armado, com resultados de numerosas experiências;
- 1900 a 1910 - São publicados os resultados de diversas comissões na França, Alemanha e Suíça.

Com o desenvolvimento do novo tipo de construção, tornou-se necessário regulamentar o projeto e a execução, surgindo as primeiras instruções ou normas: 1904 - Alemanha; 1906 - França; 1909 - Suíça.

NO BRASIL

Em 1904 foram construídas casas e sobrados em Copacabana, no Rio de Janeiro. Em 1901, ocorreram construções de galerias de água em cimento armado, com 47 m e 74 m de comprimento.

Em 1909 foi construída a ponte na Rua Senador Feijó, com vão de 5,4 m. Em 1908, construção de uma ponte com 9 m de vão, executada no Rio de Janeiro pelo construtor Echeverria, com projeto e cálculo do francês François Hennebique.

Em São Paulo, no ano de 1910, foi construída uma ponte de concreto armado com 28 m de comprimento, na Av. Pereira Rebouças sobre o Ribeirão dos Machados. Essa ponte ainda existe em ótimo estado de conservação, segundo VASCONCELOS (1985), o qual afirma que em 1913, a “vinda da firma alemã Wayss & Freytag constituiu talvez o ponto mais importante para o desenvolvimento do concreto armado no Brasil”. Sua empresa no Brasil foi registrada somente em 1924, sob o nome de Companhia Construtora Nacional, funcionando até 1974. Imagina-se que, de 1913 a 1924, Wayss utilizou-se da firma de um alemão, L. Riedlinger, para construir várias obras no Brasil, como 40 pontes de concreto armado. Riedlinger importou mestres de obras da Alemanha, e a firma serviu de escola para a formação de especialistas nacionais, evitando a importação de mais estrangeiros.

O primeiro edifício em São Paulo data de 1907/1908, sendo um dos mais antigos do Brasil em “cimento armado”, com três pavimentos.

A partir de 1924 quase todos os cálculos estruturais passaram a serem feitos no Brasil, com destaque para o engenheiro estrutural Emílio Baumgart.

No século passado o Brasil colecionou diversos recordes, vários mundiais, como os seguintes:

- Marquise da tribuna do Jockey Clube do Rio de Janeiro, com balanço de 22,4 m (recorde mundial em 1926);
- Ponte Presidente Sodré em Cabo Frio, em 1926, com arco de 67 m de vão (recorde na América do Sul);

- Edifício Martinelli em São Paulo em 1925, com 106,5 m de altura (30 pavimentos – recorde mundial);
- Elevador Lacerda em Salvador em 1930, com altura total de 73 m;
- Ponte Emílio Baumgart em Santa Catarina em 1930, com o maior vão do mundo em viga reta (68 m), onde foi utilizado pela primeira vez o processo de balanço sucessivo;
- Edifício “A Noite” no Rio de Janeiro em 1928, com 22 pavimentos, o mais alto do mundo em concreto armado, com 102,8 m de altura, projeto de Emílio Baumgart;
- Ponte da Amizade em Foz do Iguaçu em 1962, com o maior arco de concreto armado do mundo, com 290 m de vão;
- Museu de Arte de São Paulo em 1969, com laje de 30 x 70 m livres, recorde mundial de vão, com projeto estrutural de Figueiredo Ferraz;
- Edifício Itália em São Paulo em 1962, o mais alto edifício em concreto armado do mundo durante alguns meses;
- Ponte Colombo Salles em Florianópolis em 1975, a maior viga contínua protendida do mundo, com 1.227 m de comprimento, projeto estrutural de Figueiredo Ferraz;
- Usina Hidroelétrica de Itaipu em 1982, a maior do mundo com 190 m de altura, projetada e construída por brasileiros e paraguaios, com coordenação americano-italiana.

1.6 VANTAGENS E DESVANTAGENS DO CONCRETO ARMADO

O concreto armado é um material que vem sendo largamente usado em todos os países do mundo, em todos tipos de construção, em função de várias características positivas, como por exemplo:

- a) Economia:** especialmente no Brasil, os seus componentes são facilmente encontrados e relativamente a baixo custo;
- b) Conservação:** em geral, o concreto apresenta boa durabilidade, desde que seja utilizado com a dosagem correta. É muito importante a execução de cobrimentos mínimos para as armaduras;
- c) Adaptabilidade:** favorece à arquitetura pela sua fácil modelagem;
- d) Rapidez de construção:** a execução e o recobrimento são relativamente rápidos;
- e) Segurança contra o fogo:** desde que a armadura seja protegida por um cobrimento mínimo adequado de concreto;
- f) Impermeabilidade:** desde que dosado e executado de forma correta;
- g) Resistência a choques e vibrações:** os problemas de fadiga são menores.

Por outro lado, o concreto armado também apresenta desvantagens, sendo as principais as seguintes:

- a) Peso próprio elevado, relativamente à resistência:

$$\text{peso específico } \gamma_{\text{conc}} = 25 \text{ kN/m}^3 = 2,5 \text{ tf/m}^3 = 2.500 \text{ kgf/m}^3;$$

- b) Reformas e adaptações são de difícil execução;
- c) Fissuração (existe, ocorre e deve ser controlada);
- d) Transmite calor e som.

1.7 PRINCIPAIS NORMAS BRASILEIRAS PARA CONCRETO ARMADO

A principal norma para o projeto de estruturas de concreto armado e protendido é a **NBR 6118/2003 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Outras normas que regulamentam o projeto e a execução de obras de concreto são:

- NBR 6120/80 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações - Procedimento;
- NBR 6122/96 - Projeto e execução de fundações – Procedimento;
- NBR 6123/87 - Forças devido ao vento em edificações - Procedimento;

- NBR 6349/91 - Fios, barras e cordoalhas de aço para armaduras de protensão - Ensaio de tração – Método de ensaio;
- NBR 7187/03 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento;
- NBR 7188/84 - Cargas móveis em ponte rodoviária e passarela de pedestre;
- NBR 7189/85 - Cargas móveis para projeto estrutural em obras ferroviárias;
- NBR 7191/82 - Execução de desenhos para obras de concreto simples ou armado;
- NBR 7477/82 - Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado - Método de ensaio;
- NBR 7480/96 - Barras e fios destinados a armaduras de concreto armado – Especificação;
- NBR 7481/90 - Tela de aço soldada – Armadura para concreto – Especificação;
- NBR 8522/84 - Concreto - Determinação do módulo de deformação estática e diagrama - Tensão-deformação - Método de ensaio;
- NBR 8548/84 - Barras de aço destinadas a armaduras para concreto armado com emenda mecânica ou por solda - Determinação da resistência à tração - Método de ensaio;
- NBR 8681/84 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento;
- NBR 8953/92 - Concreto para fins estruturais - Classificação por grupos de resistência – Classificação;
- NBR 8965/85 - Barras de aço CA 42S com características de soldabilidade destinadas a armaduras para concreto armado – Especificação;
- NBR 9062/85 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado – Procedimento;
- NBR 11919/78 - Verificação de emendas metálicas de barras de concreto armado – Método de ensaio;
- NBR 12142/92 - Concreto - Determinação da resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos - Método de ensaio;
- NBR 14432/00 - Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento.

1.8 PRINCIPAIS NOTAÇÕES DA NBR 6118

A NBR 6118/03 indica uma série de notações para as estruturas de concreto. Apenas as principais notações são apresentadas na seqüência. A simbologia completa deve ser consultada na própria norma.

1.8.1 Letras Minúsculas

- a - Distância ou dimensão, deslocamento máximo (flecha);
- b – Largura de um retângulo;
- b_w - Largura da alma de uma viga;
- c - Cobrimento da armadura em relação à face do elemento;
- d - Altura útil, dimensão ou distância;
- f – Resistência;
- h – Dimensão, altura;
- k – Coeficiente;
- ℓ - Altura total da estrutura ou de um lance de pilar, comprimento, vão;
- r - Raio de curvatura interno do gancho, rigidez;
- s - Espaçamento das barras da armadura;
- u – Perímetro;
- w - Abertura de fissura;
- x - Altura da linha neutra;
- z - Braço de alavanca, distância.

1.8.2 Letras Maiúsculas

A_c - Área da seção transversal de concreto;
 A_s - Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;
 A'_s - Área da seção da armadura longitudinal de compressão;
 D - diâmetro dos pinos de dobramento das barras de aço;
 E - Módulo de elasticidade;
 (EI) - Rigidez;
 F - Força;
 G - Ações permanentes;
 G_c - Módulo de elasticidade transversal do concreto;
 H - Altura;
 I_c - Momento de inércia da seção de concreto;
 M - Momento fletor;
 M_{1d} - Momento fletor de 1ª ordem de cálculo;
 M_{2d} - Momento fletor de 2ª ordem de cálculo;
 M_{Rd} - Momento fletor resistente de cálculo;
 M_{Sd} - Momento fletor solicitante de cálculo;
 N_d - Força normal de cálculo;
 N_{Rd} - Força normal resistente de cálculo;
 N_{Sd} - Força normal solicitante de cálculo;
 Q - Ações variáveis;
 R - Reação de apoio;
 R_d - Esforço resistente de cálculo;
 S_d - Esforço solicitante de cálculo;
 T - Temperatura, momento torçor;
 T_{Rd} - Momento torçor resistente de cálculo;
 T_{Sd} - Momento torçor solicitante de cálculo;
 V_d - Força cortante de cálculo.

1.8.3 Letras Gregas

γ_c - Coeficiente de ponderação da resistência do concreto;
 γ_f - Coeficiente de ponderação das ações;
 γ_m - Coeficiente de ponderação das resistências;
 γ_s - Coeficiente de ponderação da resistência do aço;
 ε - Deformação;
 ε_c - Deformação específica do concreto;
 ε_s - Deformação específica do aço da armadura passiva;
 λ - Coeficiente para cálculo de comprimento de ancoragem, índice de esbeltez;
 ρ - Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração;
 ρ_{\min} - Taxa geométrica mínima de armadura longitudinal de vigas e pilares;
 σ_c - Tensão à compressão no concreto;
 σ_{ct} - Tensão à tração no concreto;
 σ_{Rd} - Tensões normais resistentes de cálculo;
 σ_s - Tensão normal no aço de armadura passiva;
 σ_{Sd} - Tensões normais solicitantes de cálculo;
 τ_{Rd} - Tensões de cisalhamento resistentes de cálculo;
 τ_{Sd} - Tensão de cisalhamento de cálculo usando o contorno adequado ao fenômeno analisado;
 τ_{Td} - Tensão de cisalhamento de cálculo, por torção;
 τ_{wd} - Tensão de cisalhamento de cálculo, por força cortante;
 ϕ - Diâmetro das barras da armadura;
 ϕ_ℓ - Diâmetro das barras de armadura longitudinal de peça estrutural;

ϕ_n - Diâmetro equivalente de um feixe de barras;
 ϕ_t - Diâmetro das barras de armadura transversal;
 ϕ_{vibr} - Diâmetro da agulha do vibrador;
 ϕ - Coeficiente de fluência.

1.8.4 Símbolos Subscritos

c – concreto;
d - valor de cálculo;
ef – efetivo;
eq – equivalente;
fic – fictícia;
g - ações permanentes;
h – horizontal;
inf – inferior;
j - idade (referente à cura do concreto);
k - valor característico;
m – média;
máx – máximo;
mín – mínimo;
nec – necessário;
nom – nominal;
q - ações variáveis;
s - aço de armadura passiva;
sec – secante;
ser – serviço;
sup – superior;
t – tração, transversal;
tot – total;
u – último, de ruptura;
v – vertical, viga;
vão – vão;
vig – viga;
w – alma, transversal;
y - escoamento do aço;
R – resistências;
S – solicitações.

1.9 PROPOSTAS DE ESTUDO

- a) Livro 1: ISAIA, G.C. *Concreto – Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON, v.1, 2005, 786p. **Capítulos 1 e 2**.
- b) Livro 2: *O concreto no Brasil – Recordes, realizações, história*. VASCONCELOS, A.C. (1985). Ed. Pini, 2ª ed., v.1, 1985, 277p.

1.10 QUESTIONÁRIO

- 1) Para quais tipos de concreto a NBR 6118/03 se aplica?
- 2) Qual a definição para concreto convencional e concretos especiais?
- 3) Qual a composição do concreto simples?
- 4) Definir conceitualmente o concreto armado.
- 5) O que são armaduras passiva e ativa?

- 6) Nas peças de concreto armado qual material resiste às tensões de tração e qual resiste às tensões de compressão?
- 7) Em que instante ocorre a primeira fissura numa viga fletida?
- 8) Como é feita a proteção da armadura contra a corrosão?
- 9) Definir concreto protendido.
- 10) Explicar como são os sistemas de aplicação da protensão de pré e pós-tensão.
- 11) Qual a máxima deformação de alongamento no concreto e na armadura? Qual seu significado físico?
- 12) Como detalhar a armadura para se obter menor fissuração?
- 13) Onde e como surgiu o concreto armado?
- 14) Enumere as vantagens e desvantagens do concreto armado? Qual é a sua principal desvantagem?
- 15) Como foram os primórdios do concreto?
- 16) Como ocorreu o desenvolvimento do concreto armado no Brasil?

2. ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM CONCRETO ARMADO

Neste item apresenta-se uma classificação dos elementos estruturais com base na geometria e nas suas dimensões, e também as principais características dos elementos estruturais mais importantes e comuns nas construções em concreto armado.

2.1 CLASSIFICAÇÃO GEOMÉTRICA

A classificação dos elementos estruturais segundo a sua geometria se faz comparando a ordem de grandeza das três dimensões principais do elemento (comprimento, altura e espessura), com a seguinte nomenclatura:

a) elementos lineares: são aqueles que têm a espessura da mesma ordem de grandeza da altura, mas ambas muito menores que o comprimento (Figura 18a). São os elementos chamados “barras”. Como exemplos mais comuns encontram-se as vigas e os pilares.

Como um caso particular existem também os elementos lineares de seção delgada, definidos como aqueles cuja espessura é muito menor que a altura. No concreto armado inexistem tais elementos. Por outro lado, podem ser confeccionados com a chamada “Argamassa Armada”, onde os elementos devem ter espessuras menores que 40 mm, conforme a NBR 1259/89. Perfis de aço aplicados nas construções com estruturas metálicas são exemplos típicos de elementos lineares de seção delgada (Figura 18b).

b) elementos bidimensionais: são aqueles onde duas dimensões, o comprimento e a largura, são da mesma ordem de grandeza e muito maiores que a terceira dimensão (espessura). São os chamados elementos de superfície (Figura 18c). Como exemplos mais comuns encontram-se as lajes, as paredes de reservatórios, etc.

As estruturas de superfície podem ser classificadas como cascas, quando a superfície é curva (Figura 19), e placas ou chapas quando a superfície é plana. As placas são as superfícies que recebem o carregamento perpendicular ao seu plano e as chapas têm o carregamento contido neste plano (Figura 20). O exemplo mais comum de placa é a laje e de chapa é a viga-parede.

c) elementos tridimensionais: são aqueles onde as três dimensões têm a mesma ordem de grandeza. São os chamados elementos de volume (Figura 18d). Como exemplos mais comuns encontram-se os blocos e sapatas de fundação, consolos, etc.

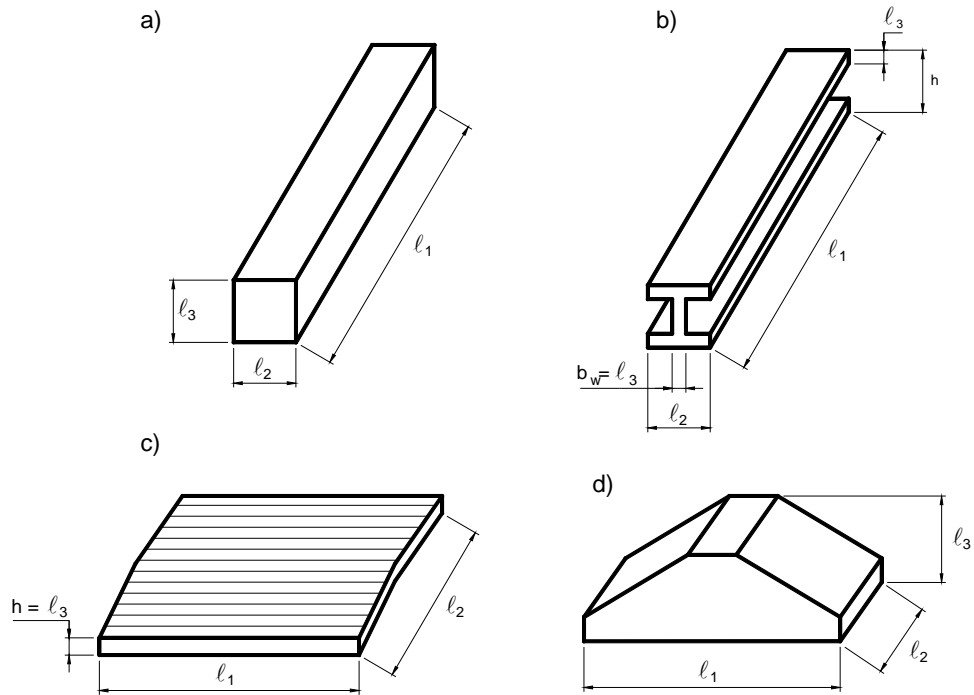


Figura 18 – Classificação geométrica dos elementos estruturais (FUSCO, 1976).



Figura 19 – Exemplos de estrutura em forma de casca.

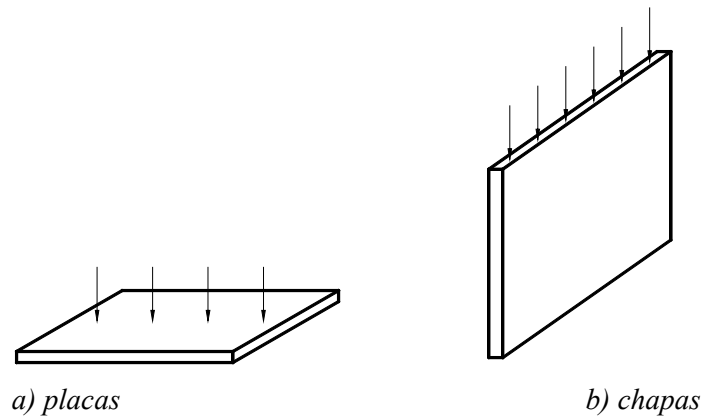


Figura 20 – Características dos carregamentos nas placas e nas chapas.

2.2 PRINCIPAIS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Nas construções de concreto armado, sejam elas de pequeno ou de grande porte, três elementos estruturais são bastante comuns: as lajes, as vigas e os pilares. Por isso, esses são os elementos estruturais mais importantes. Outros elementos, que podem não ocorrer em todas as construções, são: blocos e sapatas de fundação, estacas, tubulões, consolos, vigas-parede, tirantes, etc. Uma noção geral das características de alguns dos elementos de concreto armado é apresentada a seguir.

Há uma infinidade de outros elementos estruturais, que embora não estejam aqui descritos, serão estudados ao longo das disciplinas na área de concreto armado. Entre eles podem ser citados: viga-parede, consolo, dente gerber, tirante, viga alavanca e elementos compostos, como escadas, reservatórios, muros de arrimo, etc.

2.2.1 Laje

As lajes são os elementos planos que se destinam a receber a maior parte das ações aplicadas numa construção, como de pessoas, móveis, pisos, paredes, e os mais variados tipos de carga que podem existir em função da finalidade arquitetônica do espaço físico que a laje faz parte. As ações são comumente perpendiculares ao plano da laje (Figura 21), podendo ser divididas em: distribuídas na área (peso próprio, revestimento de piso, etc.), distribuídas linearmente (paredes) ou forças concentradas (pilar apoiado sobre a laje). As ações são geralmente transmitidas para as vigas de apoio nas bordas da laje, mas eventualmente também podem ser transmitidas diretamente aos pilares.

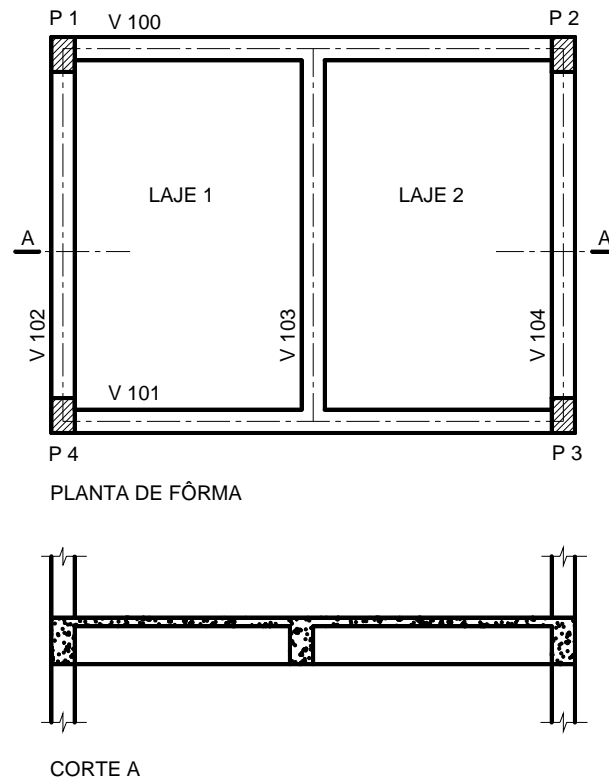


Figura 21 – Laje maciças de concreto armado.

As lajes maciças de concreto, com espessuras que normalmente variam de 7 cm a 15 cm, são comuns em edifícios de pavimentos e em construções de grande porte, como escolas, indústrias, hospitais, pontes, etc. De modo geral, não são aplicadas em construções residenciais e outras de pequeno porte, pois nesses tipos de construção as lajes nervuradas pré-fabricadas apresentam vantagens nos aspectos custo e facilidade de construção.

A Figura 22 mostra lajes maciças em construção.



Figura 22 – Lajes maciças sendo concretadas e em construção.

Alguns dos tipos mais comuns de lajes são: maciça apoiada nas bordas, nervurada, lisa e cogumelo. Laje maciça é um termo que se usa para as lajes sem vazios apoiadas em vigas nas bordas, como as lajes 1 e 2 da Figura 21. As lajes lisa e cogumelo também não têm vazios, porém, tem outra definição.

“Lajes cogumelo são lajes apoiadas diretamente em pilares com capitéis, enquanto lajes lisas são as apoiadas nos pilares sem capitéis” (NBR 6118/03, item 14.7.8). As lajes lisa (Figura 24) e cogumelo (Figura 25) também são chamadas pela norma como lajes sem vigas. Elas apresentam a eliminação de grande parte das vigas como a principal vantagem em relação às lajes maciças, embora por outro lado tenham maior espessura. São usuais em todo tipo de construção de médio e grande porte, inclusive edifícios de até 20 pavimentos. Apresentam como vantagens custos menores e maior rapidez de construção. No entanto, são suscetíveis a maiores deformações (flechas).

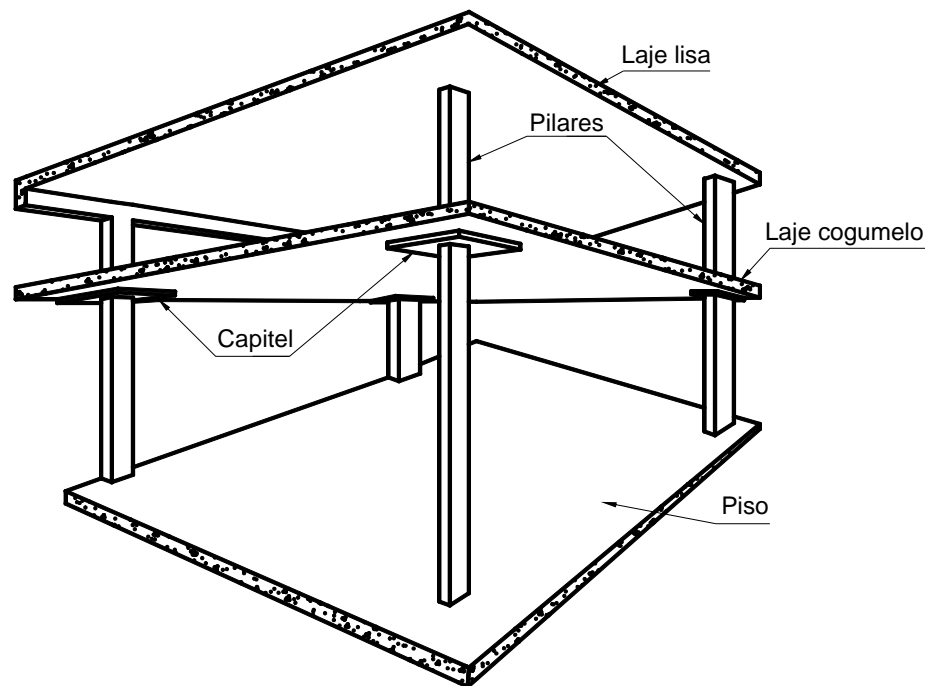


Figura 23 – Exemplos de lajes lisa e cogumelo.



Figura 24 - Laje lisa (apoiada diretamente nos pilares).

Capitel é a região nas adjacências dos pilares onde a espessura da laje é aumentada com o objetivo de aumentar a sua capacidade resistente nessa região de alta concentração de esforços cortantes e de flexão (Figura 25).



Figura 25 - Capitel de laje cogumelo.

“Lajes nervuradas são as lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos está localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte” (NBR 6118/03, item 14.7.7). As lajes com nervuras pré-moldadas são comumente chamadas pré-fabricadas.

A Figura 26 mostra uma laje nervurada moldada no local (moldada *in loco*).



Figura 26 – Laje nervurada moldada no local com bloco de concreto celular autoclavado (SICA, s/d).

Existem também lajes nervuradas moldadas no local sem material de enchimento, feitas com moldes plásticos removíveis (Figura 27).



Figura 27 – Lajes nervuradas sem material de enchimento.

As lajes pré-fabricadas do tipo treliçada, onde a armadura tem o desenho de uma treliça espacial, vêm ganhando maior espaço na aplicação em construções residenciais de pequeno porte e até mesmo em edifícios de baixa altura, principalmente devido ao bom comportamento estrutural e facilidade de execução (Figura 28 e Figura 29).

Em algumas cidades do Estado de São Paulo começam a surgir também lajes com nervuras pré-fabricadas protendidas, com preenchimento de blocos cerâmicos entre as nervuras. Há longos anos existem também as lajes alveolares protendidas, largamente utilizadas nas construções de concreto pré-moldado (Figura 30).



Figura 28 – Exemplo de laje nervurada pré-fabricada do tipo treliçada (FAULIM, 2004).



Figura 29 – Laje pré-fabricada do tipo treliçada com enchimento em blocos cerâmicos e de isopor.



Figura 30 – Laje alveolar de concreto protendido (TATU PRÉ-MOLDADOS, 2004).

2.2.2 Viga

Pela definição da NBR 6118/03 (item 14.4.1.1), vigas “são elementos lineares em que a flexão é preponderante”. As vigas são classificadas como barras e são normalmente retas e horizontais, destinadas a receber ações das lajes, de outras vigas, de paredes de alvenaria, e eventualmente de pilares, etc. A função das vigas é basicamente vencer vãos e transmitir as ações nelas atuantes para os apoios, geralmente os pilares (Figura 31).

As ações são geralmente perpendicularmente ao seu eixo longitudinal, podendo ser concentradas ou distribuídas. Podem ainda receber forças normais de compressão ou de tração, na direção do eixo longitudinal. As vigas, assim como as lajes e os pilares, também fazem parte da estrutura de contraventamento responsável por proporcionar a estabilidade global dos edifícios às ações verticais e horizontais.

As armaduras das vigas são geralmente compostas por estribos, chamados “armadura transversal”, e por barras longitudinais, chamadas “armadura longitudinal”, como indicadas nas Figura 32 e Figura 33.

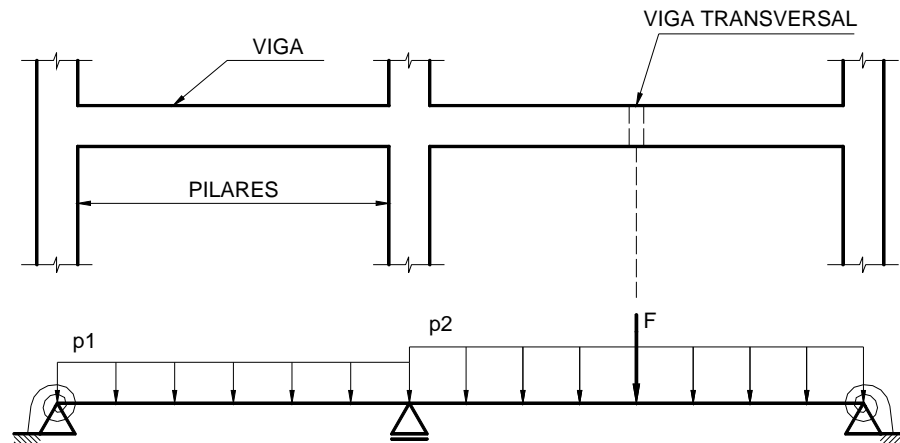


Figura 31 – Viga reta de concreto.

VS1 = VS3 (19 x 60)

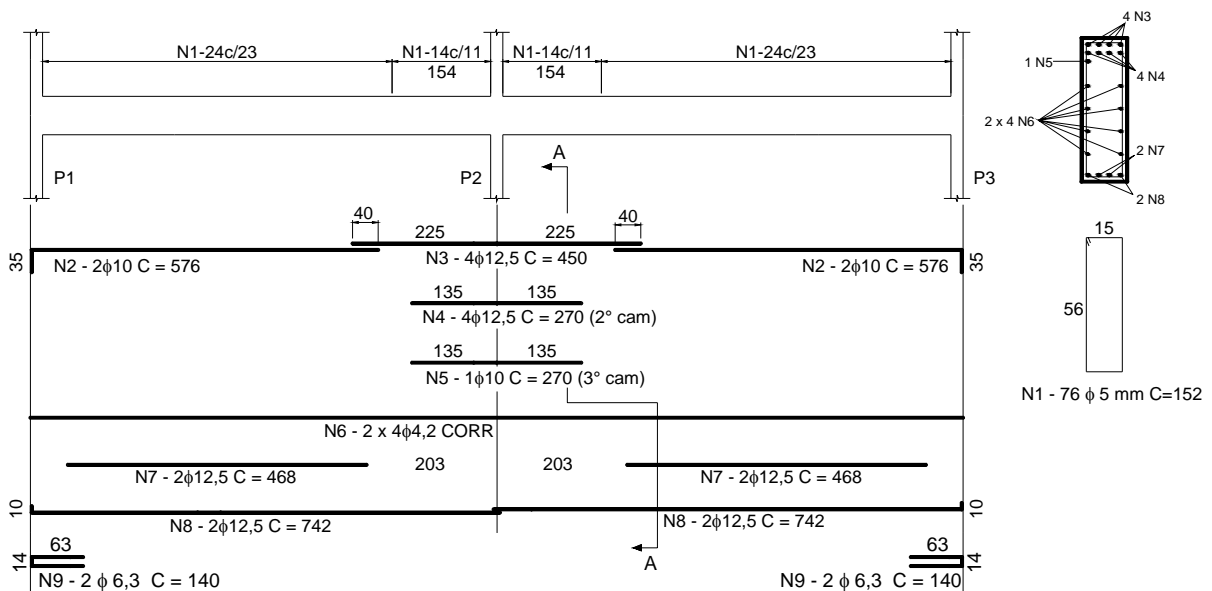


Figura 32 – Exemplo de armação de uma viga contínua.

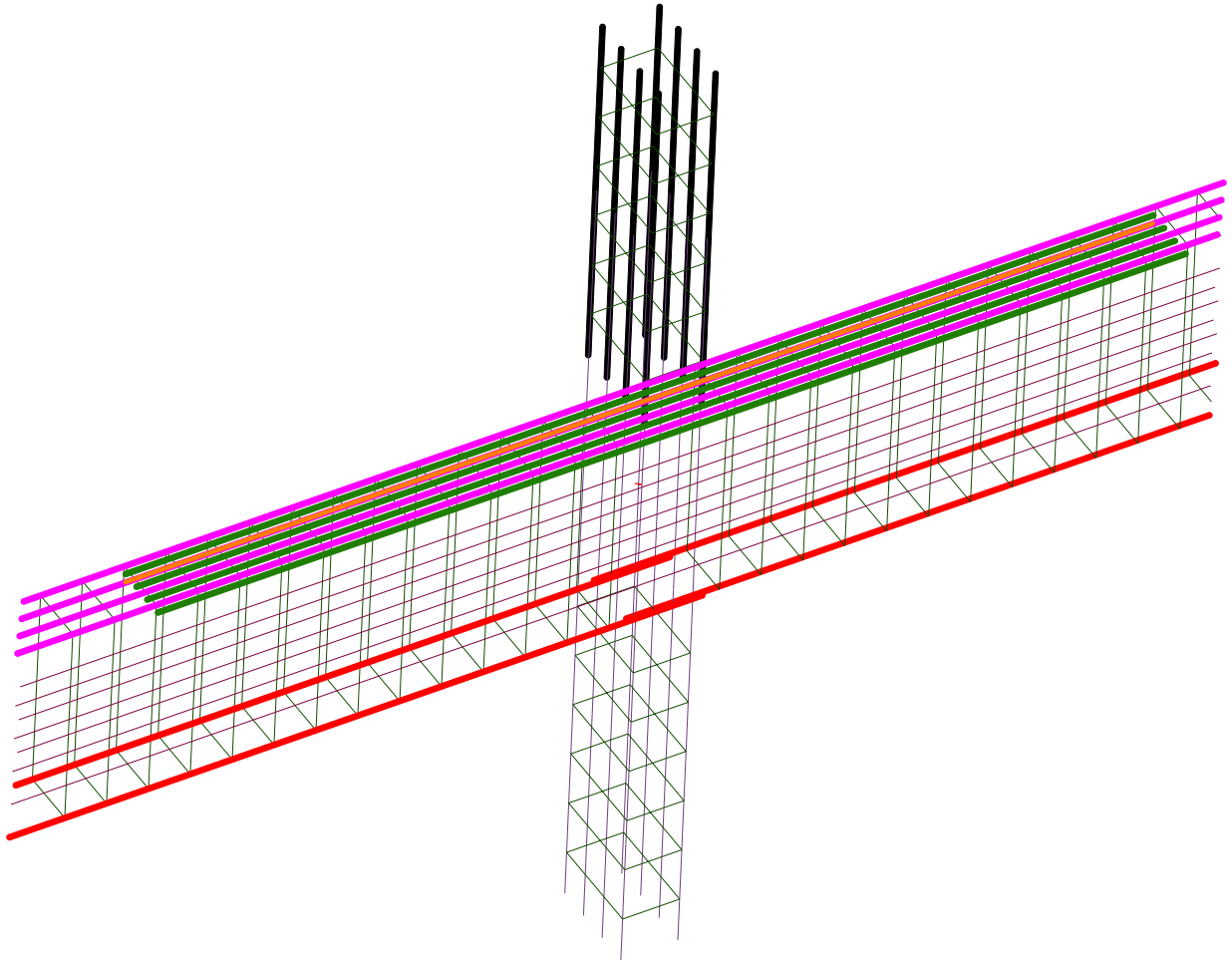


Figura 33 – Trecho da armadura da viga VS 1.

As Figura 34 a Figura 38 mostram exemplos de vigas em construções.



Figura 34 – Vigas baldrames para servirem de apoio das paredes de uma residência.



Figura 35 – Viga invertida na base de uma parede.



Figura 36 – Exemplo de vigas de edificios de múltiplos pavimentos.



Figura 37 – Exemplos de vigas em sobrado residencial.



Figura 38 - Vigas com mudança de direção, onde onde os momentos de torção devem ser considerados.

2.2.3 Pilar

Pilares são “*elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes*” (NBR 6118/2003, item 14.4.1.2). São destinados a transmitir as ações às fundações, embora possam também transmitir para outros elementos de apoio. As ações são provenientes geralmente das vigas, bem como de lajes também (Figura 39).

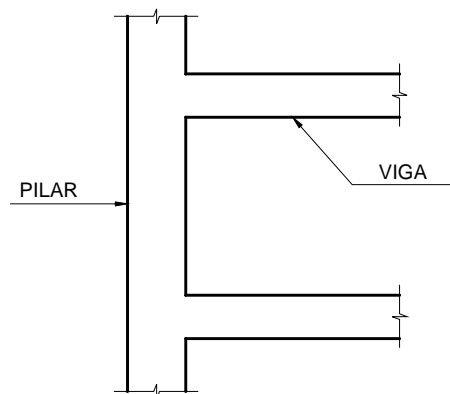


Figura 39 - Pilar.

Os pilares são os elementos estruturais de maior importância nas estruturas, tanto do ponto de vista da capacidade resistente dos edifícios quanto no aspecto de segurança. Além da transmissão das cargas verticais para os elementos de fundação, os pilares podem fazer parte do sistema de contraventamento responsável por garantir a estabilidade global dos edifícios às ações verticais e horizontais.

As Figura 40 a Figura 46 mostram pilares em construções.



Figura 40 – Pilar sendo concretado e detalhe da fôrma.



Figura 41 – Montagem de um pilar e detalhe da fôrma.



Figura 42 – Pilares num edifício de múltiplos pavimentos.



Figura 43 – Pilar no edifício.



Figura 44 – Detalhes da amarração entre o pilar de edifício e as paredes de vedação.



Figura 45 – Pilares em edifícios.



Figura 46 – Pilares em construções.

2.2.4 Tubulão e Bloco de Fundação

Os blocos de fundação são utilizados para receber as ações dos pilares e transmiti-las ao solo, diretamente ou através de estacas ou tubulões (Figura 47).

Estacas são elementos destinados a transmitir as ações ao solo, por meio do atrito ao longo da superfície de contato e pelo apoio da ponta inferior no solo.

Os blocos sobre estacas podem ser para 1,2,3, e teoricamente para n estacas. Há uma infinidade de tipos diferentes de estacas, cada qual com finalidades específicas, sendo objeto de estudo na disciplina 1313 - Fundações.

Tubulões são também elementos destinados a transmitir as ações diretamente ao solo, por meio do atrito do fuste com o solo e da superfície da base (Figura 48). O projeto dos tubulões é estudado nas disciplinas 1313 - Fundações e 1333 - Estruturas de Concreto III.

Os blocos sobre tubulões podem ser suprimidos, mas neste caso faz-se um reforço com armadura na parte superior do fuste (cabeça do tubulão), que passa a receber o carregamento diretamente do pilar.

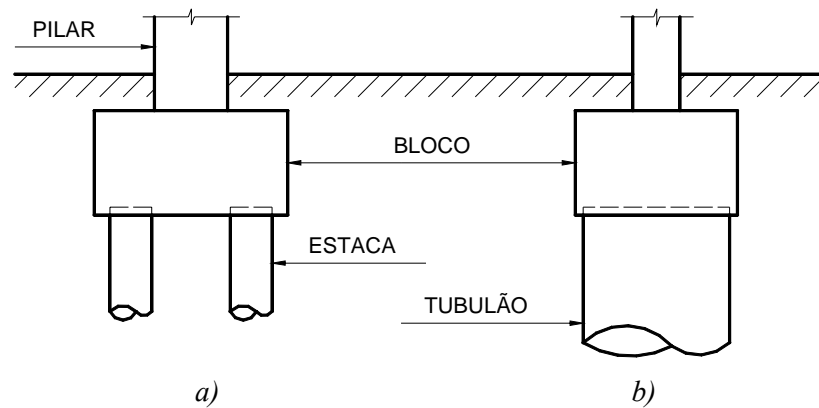


Figura 47 - Bloco sobre: a) estacas e b) tubulão.

As Figura 48 a Figura 53 ilustram tubulões e blocos de fundação.

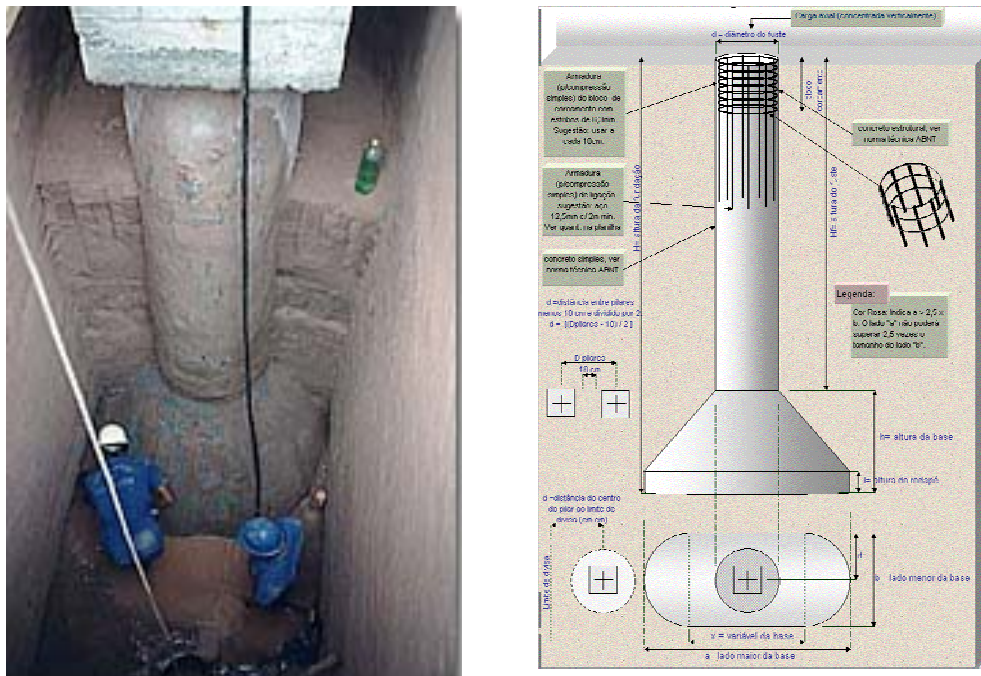


Figura 48 – Tubulão em vistoria e desenho esquemático.



Figura 49 – Tubulões sendo escavados manualmente e com equipamento.



Figura 50 – Lançamento do concreto no tubulão e adensamento do concreto do topo do fuste.



Figura 51 – Pilar sobre bloco de fundação e estacas pré-moldadas de concreto para apoio de bloco.

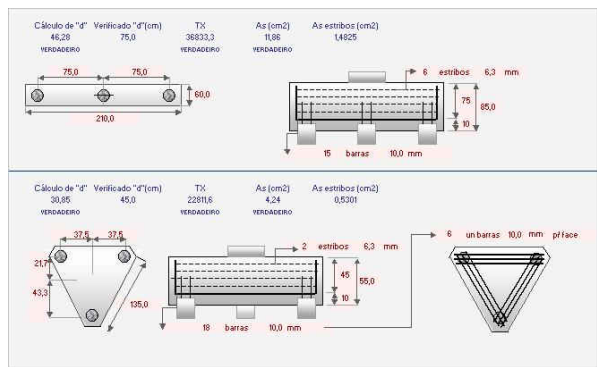


Figura 52 – Desenho esquemático de bloco sobre três estacas e bloco concretado.



Figura 53 – Bloco sobre uma estaca em construção.

2.2.5 Sapata

As sapatas recebem as ações dos pilares e as transmitem diretamente ao solo. Podem ser localizadas ou isoladas, conjuntas ou corridas.

As sapatas isoladas servem de apoio para apenas um pilar (Figura 54). As sapatas conjuntas servem para a transmissão simultânea do carregamento de dois ou mais pilares e as sapatas corridas têm este nome porque são dispostas ao longo de todo o comprimento do elemento que lhe aplica o carregamento, geralmente paredes de alvenaria ou de concreto (Figura 55). São comuns em construções de pequeno porte onde o solo tem boa capacidade de suporte de carga a baixas profundidades.

As Figura 56 a Figura 58 ilustram sapatas de concreto.

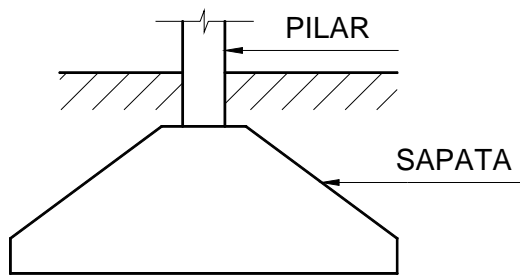


Figura 54 – Sapata isolada.

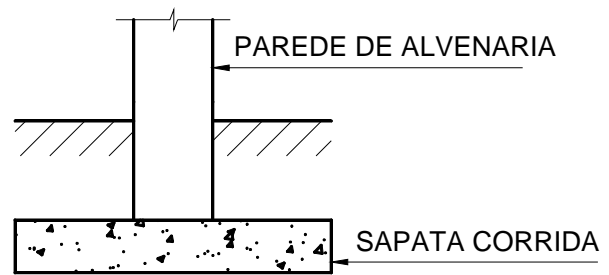


Figura 55 - Sapata corrida.

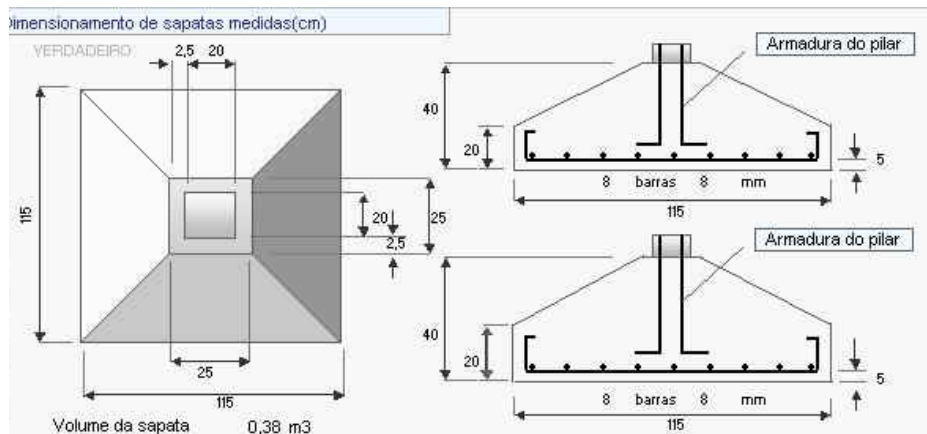


Figura 56 – Detalhe da armação de uma sapata isolada.

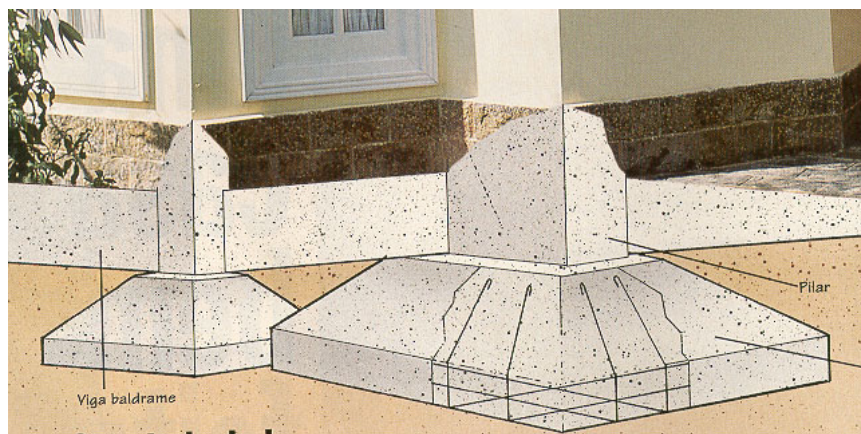


Figura 57 – Sapata isolada numa construção de pequeno porte.

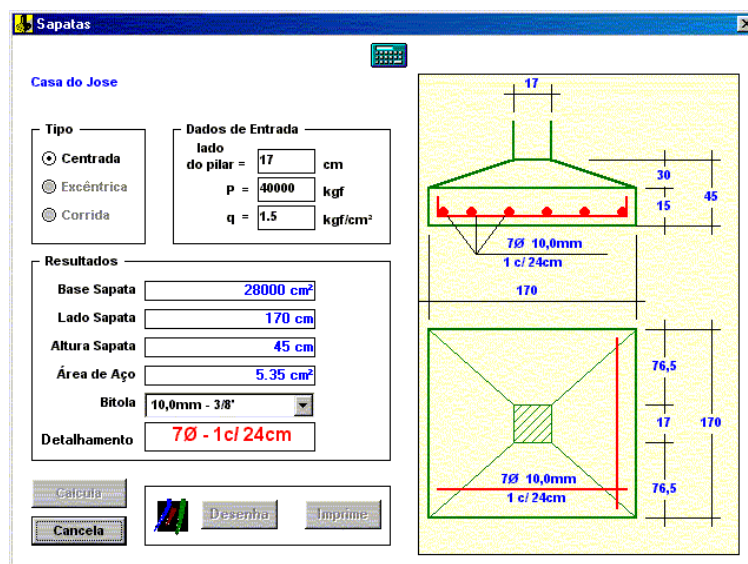


Figura 58 – Detalhe de armação de sapata.

2.3 PROPOSTAS DE ESTUDO

- 1) Livro 1: *Estruturas de Concreto - Fundamentos do Projeto Estrutural*; Péricles Brasiense Fusco; Ed. USP/McGraw-Hill; 1976.
- Leitura necessária: itens 2.1 a 2.6 , 2.8; - Leitura complementar: 2.9 a 2.11.
- 2) Livro 2: *Concreto Armado – Introdução*, v.1, Walter Pfeil; Livros Técnicos e Científicos; 1985.
- Leitura do Cap. 5 - Sistemas Estruturais em Concreto Armado.

2.4 QUESTIONÁRIO

- 1) Definir e desenhar os quatro tipos fundamentais de peças estruturais, classificados segundo a geometria.
- 2) A quais desses tipos pertencem as lajes, as vigas e os pilares?
- 3) Qual a diferença entre uma placa e uma chapa? O que é uma casca? Cite exemplos.
- 4) Relacionar os principais elementos estruturais dos edifícios e indicar as suas funções na estrutura.
- 5) Definir o que é a laje.
- 6) Quais as funções das lajes de piso nas construções?
- 7) Definir laje maciça, lisa, cogumelo, nervurada, nervurada pré-fabricada, alveolar.
- 8) O que é capitel?
- 9) Definir o que é a viga.
- 10) Quais as funções das vigas nas construções?
- 11) Quais são geralmente as cargas atuantes nas vigas?
- 12) Definir o que é pilar.
- 13) Quais as funções dos pilares nas construções?
- 14) De onde vem o carregamento sobre os pilares?
- 15) Definir o que é o bloco de fundação.
- 16) Qual a função do bloco de fundação?
- 17) Definir o que é a sapata e os tipos existentes.
- 18) Em que tipo de solo as sapatas são indicadas?

3. REQUISITOS DE QUALIDADE DA ESTRUTURA E DO PROJETO

As estruturas de concreto devem possuir requisitos mínimos de qualidade durante o período de construção e durante a sua utilização. Outros possíveis requisitos adicionais podem ser estabelecidos entre o autor do projeto estrutural e o contratante (NBR 6118/03, item 5.1.1).

As estruturas de concreto, delineadas pelo projeto estrutural, devem obrigatoriamente apresentar qualidade no que se refere aos três quesitos seguintes:

a) Capacidade Resistente: significa que a estrutura deve ter a capacidade de suportar as ações previstas de ocorrerem na construção, com conveniente margem de segurança contra a ruína ou a ruptura;

b) Desempenho em Serviço: consiste na capacidade da estrutura manter-se em condições plenas de utilização durante toda a sua vida útil, não devendo apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada;

c) Durabilidade: consiste na capacidade da estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas entre o engenheiro estrutural e o contratante.

O projeto estrutural deve ser feito de forma a atender os requisitos de qualidade estabelecidos nas normas técnicas, bem como considerar as condições arquitetônicas, funcionais, construtivas, de integração com os demais projetos (elétrico, hidráulico, ar-condicionado, etc.), e exigências particulares, como resistência a explosões, ao impacto, aos sismos, ou ainda relativas à estanqueidade e ao isolamento térmico ou acústico.

O projeto estrutural final deve proporcionar as informações necessárias para a execução da estrutura, sendo constituído por desenhos, especificações e critérios de projeto. As especificações e os critérios de projeto podem constar dos próprios desenhos ou constituir documento separado.

Segundo a norma, dependendo do porte da obra, o projeto estrutural deve ser conferido por um profissional habilitado, cabendo essa responsabilidade à contratante. A conferência ou avaliação da conformidade do projeto deve ser realizada antes da fase de construção e, de preferência, simultaneamente com o projeto, como condição essencial para que os resultados da conferência se tornem efetivos e possam ser aproveitados. Na seção 25 da norma encontram-se os critérios de aceitação e os procedimentos corretivos quando necessários.

4. DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, quando utilizadas conforme as condições ambientais previstas no projeto, conservem suas segurança, estabilidade e aptidão em serviço, durante o período correspondente à sua vida útil (NBR 6118/03, item 6.1).

Por vida útil de projeto entende-se o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor. Determinadas partes das estruturas podem possuir vida útil diferente do conjunto.

No projeto visando a durabilidade das estruturas devem ser considerados, ao menos, os mecanismos de envelhecimento e deterioração da estrutura, relativos ao concreto, ao aço e à própria estrutura.

4.1 MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO DO CONCRETO

Os principais mecanismos de deterioração do concreto são (NBR 6118/03, item 6.3.2):

a) lixiviação: por ação de águas puras, carbônicas agressivas ou ácidas que dissolvem e carregam os compostos hidratados da pasta de cimento;

- b) expansão por ação de águas e solos que contenham ou estejam contaminados com sulfatos, dando origem a reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado;
- c) expansão por ação das reações entre os álcalis do cimento e certos agregados reativos;
- d) reações deletérias superficiais de certos agregados decorrentes de transformações de produtos ferruginosos presentes na sua constituição mineralógica.

4.2 MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO DA ARMADURA

Os principais mecanismos de deterioração da armadura descritos pela norma são:

- a) despassivação por carbonatação, ou seja, por ação do gás carbônico da atmosfera;
- b) despassivação por elevado teor de íon cloro (cloreto).

O texto seguinte resume o fenômeno da despassivação por carbonatação e foi escrito com base em CUNHA e HELENE (2001).

A carbonatação é um fenômeno que ocorre devido as reações químicas entre o gás carbônico presente na atmosfera, que penetra nos poros do concreto, e o hidróxido de cálcio e outros constituintes provenientes da hidratação do cimento (CUNHA e HELENE, 2001). A carbonatação inicia-se na superfície da peça e avança progressivamente para o interior do concreto, ocasionando a diminuição da alta alcalinidade do concreto, de pH próximo a 13, para valores próximos a 8.

A alta alcalinidade do concreto origina a formação de um filme passivante de óxidos, resistente e aderente à superfície das barras de armadura existentes no interior das peças de concreto armado, que protege a armadura contra a corrosão.

A frente de carbonatação, ao atingir a armadura, destrói o filme protetor, possibilitando o início da corrosão da armadura, que ocorre com expansão de volume e leva ao surgimento de fissuras, descolamento do concreto de cobertura aderente à armadura, e principalmente a redução da área de armadura. A corrosão obriga à necessidade de reparos nas peças, com sérios prejuízos financeiros aos proprietários.

A espessura do revestimento de concreto é o principal fator para a proteção das armaduras, ao se interpor entre o meio corrosivo e agressivo e a armadura, evitando que a frente de carbonatação alcance as armaduras.

4.3 MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA

São todos aqueles relacionados às ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas, retração, fluência e relaxação (para o concreto protendido).

As movimentações de origem térmica são provocadas pelas variações naturais nas temperaturas ambientes, que causam a variação de volume das estruturas e fazem surgir conseqüentemente esforços adicionais nas estruturas. As variações de temperatura podem ser também de origem não natural, como aquelas que ocorrem em construções para frigoríficos, siderúrgicas, metalúrgicas, etc., como fornos e chaminés.

As ações cíclicas são aquelas repetitivas, que causam fadiga nos materiais. Podem ou não variar o esforço de tração para compressão e vice-versa.

A retração e a fluência são deformações que ocorrem no concreto e que levam a diminuição do seu volume, o que pode induzir esforços adicionais nas estruturas. Esses dois fenômenos serão estudados com maiores detalhes nos itens 7.1.10 e 7.1.11.

4.4 AGRESSIVIDADE DO AMBIENTE

A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto.

Nos projetos das estruturas correntes, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na Tabela 2 e pode ser avaliada, simplificada, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes.

Tabela 2 - Classes de agressividade ambiental (NBR 6118/03).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de Projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

NOTAS: 1) Pode-se admitir um micro-clima com classe de agressividade um nível mais branda para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).
 2) Pode-se admitir uma classe de agressividade um nível mais branda em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.
 3) Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

4.5 CUIDADOS NA DRENAGEM VISANDO A DURABILIDADE

Para a adequada drenagem das estruturas devem ser tomados os seguintes cuidados (NBR 6118/03, item 7.2):

- presença ou acúmulo de água proveniente de chuva ou decorrente de água de limpeza e lavagem, sobre as superfícies das estruturas de concreto;
- superfícies expostas que necessitem ser horizontais, tais como coberturas, pátios, garagens, estacionamentos e outras, devem ser convenientemente drenadas, com disposição de ralos e condutores;
- todas as juntas de movimento ou de dilatação, em superfícies sujeitas à ação de água, devem ser convenientemente seladas, de forma a torná-las estanques à passagem (percolação) de água;
- todos os topos de platibandas e paredes devem ser protegidos por chapins. Todos os beirais devem ter pingadeiras e os encontros a diferentes níveis devem ser protegidos por rufos.

A norma ainda preconiza que:

- a) disposições arquitetônicas ou construtivas que possam reduzir a durabilidade da estrutura devem ser evitadas;
- b) deve ser previsto em projeto o acesso para inspeção e manutenção de partes da estrutura com vida útil inferior ao todo, tais como aparelhos de apoio, caixões, insertos, impermeabilizações e outros.

4.6 QUALIDADE DO CONCRETO DE COBRIMENTO

Segundo a NBR 6118/03, a “**durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura.**”

Na falta de ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e nível de agressividade previsto em projeto, e devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento, a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, permite-se adotar os requisitos mínimos expressos na Tabela 3.

Tabela 3 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto armado.

(NBR 6118/03).

Concreto	Classe de agressividade (ver Tabela 1)			
	I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
Classe de concreto (NBR 8953)	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40

4.7 ESPESSURA DO COBRIMENTO DA ARMADURA

Define-se como cobrimento de armadura (item 7.4 da NBR 6118/03) a espessura da camada de concreto responsável pela proteção da armadura ao longo da estrutura. Essa camada inicia-se a partir da face externa das barras da armadura transversal (estribos) ou da armadura mais externa e se estende até a face externa da estrutura em contato com o meio ambiente.

Para garantir o cobrimento mínimo (c_{\min}) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc), Figura 59.

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c \quad (\text{Eq. 1})$$

Nas obras correntes o valor de Δc deve ser maior ou igual a 10 mm. Esse valor pode ser reduzido para 5 mm quando houver um adequado controle de qualidade e rígidos limites de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução das estruturas de concreto. Em geral, o cobrimento nominal de uma determinada barra deve ser:

$$\begin{aligned} c_{\text{nom}} &\geq \phi_{\text{barra}} \\ c_{\text{nom}} &\geq \phi_{\text{feixe}} = \phi_n = \phi \sqrt{n} \end{aligned} \quad (\text{Eq. 2})$$

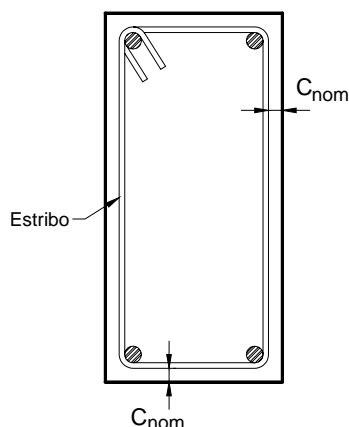


Figura 59 – Cobrimento da armadura.

A dimensão máxima característica do agregado graúdo ($d_{\text{máx}}$) utilizado no concreto não pode superar em 20 % a espessura nominal do cobrimento, ou seja:

$$d_{\text{máx}} \leq 1,2 c_{\text{nom}} \quad (\text{Eq. 3})$$

Para determinar a espessura do cobrimento é necessário antes definir a classe de agressividade ambiental a qual a estrutura está inserida. Segundo a NBR 6118 (item 6.4.2), “Nos projetos das estruturas correntes, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na Tabela 6.1 e pode ser avaliada, simplificadamente, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes”. A Tabela 6.1 foi apresentada na Tabela 2 deste texto.

A Tabela 4 (Tabela 7.2 na NBR 6118) mostra os valores para o cobrimento nominal de lajes, vigas e pilares, para a tolerância de execução (Δc) de 10 mm, em função da classe de agressividade ambiental, conforme mostrada na Tabela 2.

Tabela 4 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm (NBR 6118/03).

Tipo de estrutura	Componente ou Elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV ²⁾
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje ¹⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50

Notas: 1) Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm;
2) Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

4.8 QUESTIONÁRIO

- 1) Quais os requisitos de qualidade que uma estrutura de concreto armado deve apresentar?
- 2) Quais são os principais mecanismos de deterioração do concreto?

- 3) Explique o que é despassivação da armadura por carbonatação?
- 4) Quais as causas principais de deterioração da estrutura?
- 5) Quais as classes de agressividade ambiental e os riscos de deterioração da estrutura correspondentes?
- 6) Explique por que as características do concreto e a espessura do cobrimento são os principais fatores garantidores da durabilidade das estruturas de concreto.
- 7) Para a estrutura da área íntima de um apartamento residencial em área urbana, qual a relação a/c máxima indicada pela norma? E para uma estrutura em ambiente marítimo?
- 8) Quais são a resistência mínima à compressão e a relação água cimento máxima do concreto estrutural?
- 9) O que são: cobrimento mínimo, tolerância de execução e cobrimento nominal?
- 10) Qual a relação entre a dimensão máxima do agregado graúdo e o cobrimento nominal?
- 11) Quais as espessuras mínimas do cobrimento nominal para uma laje com classes de agressividade ambiental fraca e moderada? Como esses valores podem ser diminuídos?
- 12) Idem para vigas e pilares.

5. RESISTÊNCIAS CARACTERÍSTICAS E DE CÁLCULO

5.1 CONCEITO DE VALOR CARACTERÍSTICO

As medidas da resistência dos concretos apresentam grande dispersão de resultados em torno da média. Tomando-se a resistência à compressão dos concretos, se os valores forem plotados num diagrama onde no eixo das abscissas se marcam as resistências e no eixo das ordenadas as freqüências com que as resistências ocorrem, quanto maior o número de ensaios mais o diagrama terá a forma da curva de distribuição normal de Gauss, como mostrado na Figura 60.

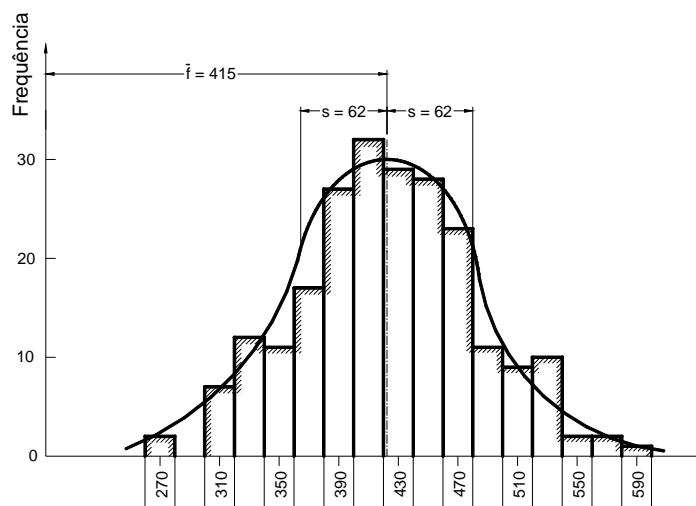


Figura 60 – Diagrama de freqüências de um concreto (RÜSCH, 1981).

A curva de distribuição normal é definida pelo valor médio (f_m) e pelo desvio padrão (s). Quanto menos cuidados forem dispensados em todas as fases até o ensaio do corpo-de-prova, maior será o desvio padrão (dispersão dos resultados). A Figura 61 mostra as curvas de dois diferentes concretos, com resistências médias iguais, porém, com quantidades bem diferentes.

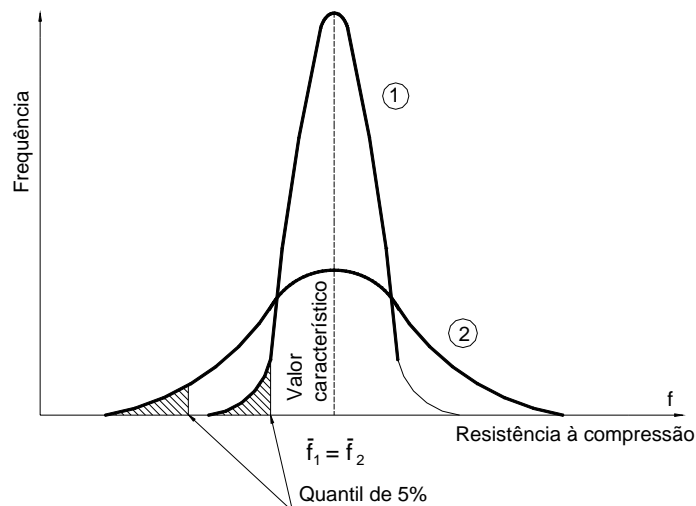


Figura 61 – Curvas de dois concretos com qualidades diferentes (RÜSCH, 1981).

Se tomada a resistência média o concreto com maior dispersão de resultados apresenta menos segurança que o outro concreto, donde se conclui que a adoção da resistência média não é um parâmetro seguro para ser considerado nos cálculos. Por este motivo as normas introduziram o conceito de “valor característico da resistência” (f_k), que, de acordo com a NBR 6118/03 (item 12.2), são aqueles que, num lote de um material, têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável para a segurança. Podendo também ser definido como o valor menor que a resistência média (f_m) e que tem apenas 5 % de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material.

Desse modo, a utilização de dois diferentes concretos com características de qualidade diferentes fica segura, como mostrado na Figura 62. A vantagem do concreto com menor dispersão sobre aquele de maior dispersão será a economia, com menor consumo de cimento, por exemplo.

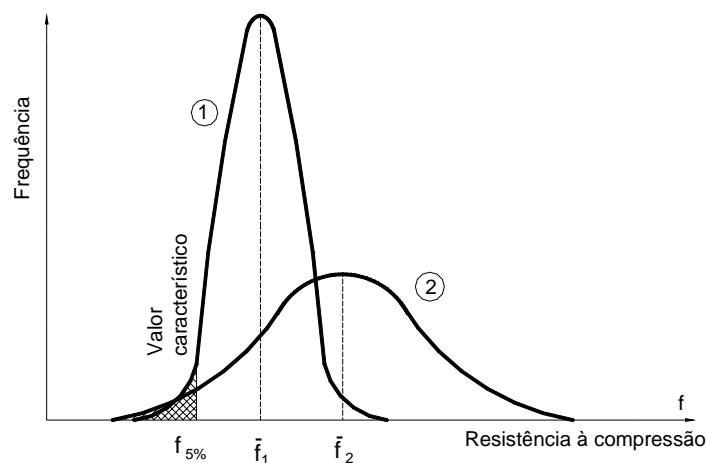


Figura 62 – Concretos com qualidades diferentes mas mesma resistência característica. (RÜSCH, 1981).

Admitindo a curva de Distribuição Normal de Gauss (Figura 63) e o quantil de 5 % para a resistência, o valor característico da resistência fica definido pela expressão:

$$f_k = f_m - 1,65 s \quad (\text{Eq. 4})$$

onde: f_k = resistência característica do material (f = resistência, k = valor característico);
 f_m = resistência média do material;
 s = desvio padrão;
 $1,65 s$ corresponde ao quantil de 5 % da distribuição normal.

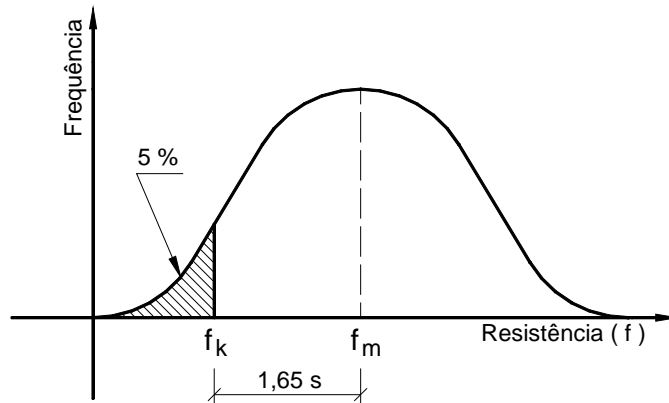


Figura 63 – Curva de distribuição normal para definição do valor característico da resistência do material.

5.2 RESISTÊNCIAS CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO E DO AÇO

Os valores característicos do concreto e do aço são definidos de modo semelhante aquele mostrado na $f_k = f_m - 1,65 s$ (Eq. 4):

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65 s \quad (\text{Eq. 5})$$

$$f_{yk} = f_{ym} - 1,65 s \quad (\text{Eq. 6})$$

onde: f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão;
 f_{cm} = resistência média do concreto à compressão;
 f_{yk} = resistência característica de início de escoamento do aço;
 f_{cm} = resistência média de início de escoamento do aço.

Por exemplo, para um concreto ensaiado em laboratório, a possibilidade de um corpo-de-prova ter sua resistência inferior a f_{ck} é de 5 % ; melhor ainda, pode-se dizer que, dos corpos-de-prova ensaiados, 95 % terão sua resistência superior ao valor f_{ck} , enquanto 5 % poderão ter valor inferior.

A resistência característica f_{ck} do concreto é muito importante e, segundo a NBR 6118, deve constar nos desenhos de armaduras e fôrmas, de modo bem destacado, junto com a categoria e a classe do aço.

Para o aço pode-se admitir que as resistências à compressão e à tração são iguais, isto é, $f_{yck} = f_{ytk}$. De modo geral representam-se ambas as resistências por f_{yk} .

5.3 RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO DO CONCRETO E DO AÇO

Para efeito de cálculo e com o objetivo de introduzir uma margem de segurança às estruturas de concreto, são considerados os valores de cálculo da resistência dos materiais, que são obtidas a partir dos valores característicos divididos por um fator de segurança γ_m , de minoração da resistência dos materiais.

A resistência de cálculo f_d de um dado material é definida pela expressão:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (\text{Eq. 7})$$

No caso da resistência de cálculo do concreto (f_{cd}), a NBR 6118/03 (item 12.3.3) define o valor de cálculo em função da idade do concreto, como segue:

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

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{Eq. 8})$$

com γ_c definido na Tabela 5.

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

b) quando a verificação se faz em data j inferior a 28 dias, adota-se a expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} \cong \beta_1 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{Eq. 9})$$

sendo β_1 a relação f_{ckj}/f_{ck} dada por:

$$\beta_1 = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (\text{Eq. 10})$$

onde: $s = 0,38$ para concreto de cimento C-III e IV;
 $s = 0,25$ para concreto de cimento C-I e II;
 $s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI.
 $t =$ idade efetiva do concreto, em dias.

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} adotados no projeto.

De modo semelhante ao concreto, a resistência de cálculo de início de escoamento do aço (f_{yd}), é definida como:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (\text{Eq. 11})$$

com γ_s definido na Tabela 5.

5.4 COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS

Conforme a NBR 6118/03 (item 12.4) as resistências devem ser minoradas pelo coeficiente: $\gamma_m = \gamma_{m1} \gamma_{m2} \gamma_{m3}$, com:

- γ_{m1} - coeficiente que considera a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos;
- γ_{m2} - coeficiente que considera a diferença entre a resistência do material no corpo-de-prova e na estrutura;
- γ_{m3} - coeficiente que considera os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências.

Os coeficientes de ponderação podem assumir diferentes valores quando se tratam dos estados limites últimos e de serviço.

5.4.1 Coeficiente de Ponderação das Resistências no Estado Limite Último (ELU)

Os valores a serem considerados para o coeficiente de segurança no estado limite último para o concreto (γ_c) e o aço (γ_s) estão indicados na Tabela 5.

Tabela 5 - Valores dos coeficientes de segurança γ_c e γ_s dos materiais.

Combinações	Concreto (γ_c)	Aço (γ_s)
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Os coeficientes de segurança assumem valores diferentes em função do tipo de combinação das ações, como serão estudadas no item 6. Porém, para a maioria das construções a combinação normal é a mais freqüente.

“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 γ_c deve ser multiplicado por 1,1. Para elementos estruturais pré-moldados e pré-fabricados, deve ser consultada a NBR 9062. Admite-se, no caso de testemunhos extraídos da estrutura, dividir o valor de γ_c por 1,1.

5.4.2 Coeficiente de Ponderação das Resistências no Estado Limite de Serviço (ELS)

Na situação de serviço, as resistências devem ser tomadas segundo os valores medidos em laboratório, de modo a refletir a resistência real do material. Assim, os limites estabelecidos para os estados limites de serviço não necessitam de minoração, portanto, $\gamma_m = 1,0$.

6. SEGURANÇA E ESTADOS LIMITES

A questão da segurança das estruturas é de extrema importância para todos os profissionais da área de construção, e especialmente para aqueles do projeto estrutural, porque a possibilidade de uma estrutura entrar em colapso configura-se geralmente numa situação muito perigosa, por envolver vidas humanas e perdas financeiras por danos materiais de grande valor.

A segurança que todos os tipos de estruturas deve apresentar envolve dois aspectos principais. O primeiro, e mais importante, é que uma estrutura não pode, obviamente, nunca alcançar a ruptura. O segundo aspecto é relativo ao conforto, à tranquilidade do usuário na utilização da construção. A NBR 6118/03 (itens 3.2 e 10.4) trata esses dois aspectos da segurança apresentando os “Estados Limites”, que são situações limites que as estruturas não devem ultrapassar. A segurança da estrutura contra o colapso relaciona-se ao chamado “Estado Limite Último”, e a segurança do usuário na utilização da estrutura relaciona-se aos “Estados Limites de Serviço”.

No projeto das estruturas de concreto armado e protendido o dimensionamento dos diferentes elementos estruturais é feito no chamado “Estado Limite Último” (ruína), onde os elementos estruturais são dimensionados como se estivessem prestes a romper, pelo menos teoricamente. No entanto, para evitar que a ruptura ocorra, todas as estruturas são projetadas com uma margem de segurança, isto é, uma folga de resistência relativamente aos carregamentos aplicados na estrutura, de tal forma que, para ocorrer a ruptura a estrutura teria que estar submetida a carregamentos bem superiores para os quais foi projetada.

A margem de segurança no dimensionamento dos elementos estruturais ocorre com a introdução de coeficientes numéricos chamados “coeficientes de ponderação” ou “coeficientes de segurança”, que farão com que, em serviço, as estruturas trabalhem longe ou a uma certa “distância” da ruína.

Para os coeficientes de segurança são adotados valores numéricos de tal forma que as ações sejam majoradas e as resistências dos materiais sejam minoradas. Existem basicamente três coeficientes de segurança, um que majora o valor das ações, e conseqüentemente os esforços solicitantes, e outros dois que minoram as resistências do concreto e do aço.

Por exemplo, no caso de um pilar de concreto armado submetido à uma força normal de compressão de 100 kN (10 tf), o dimensionamento teórico do pilar é feito como se a força normal fosse de 140 kN, calculado multiplicando-se a força de compressão real pelo coeficiente de segurança γ_f de 1,4 (Figura 64). A força normal de 140 kN é chamada “força de cálculo”.

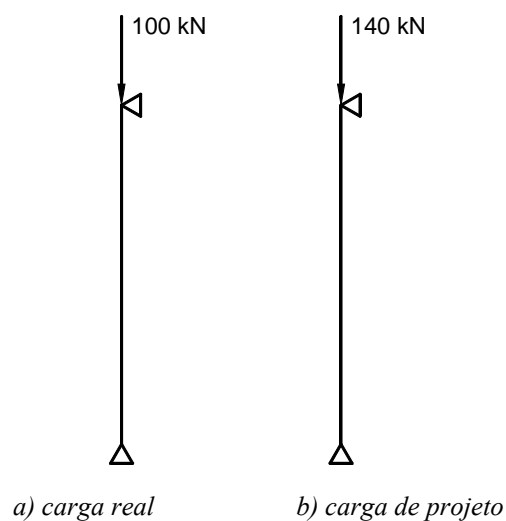


Figura 64 – Consideração do coeficiente de segurança das ações.

As resistências dos materiais que compõem o pilar – o concreto e o aço – são minoradas por coeficientes de segurança dos materiais, sendo em geral 1,4 para o concreto e 1,15 para o aço (ver Tabela 5). Assim, por exemplo, se no pilar for aplicado o concreto C25 (f_{ck} de 25 MPa = 2,5 kN/cm² = 250 kgf/cm²), o dimensionamento teórico será feito como se a resistência do concreto fosse menor, de valor $25/1,4 = 17,86$ MPa. No caso do aço, se aplicado o aço CA-50, com resistência de início de escoamento (f_{yk}) de 500 MPa, o dimensionamento será feito como se a resistência do aço fosse menor, de valor $500/1,15 = 434,8$ MPa. As resistências de 17,86 MPa para o concreto e 434,8 MPa para o aço são chamadas “resistências de cálculo”.

Embora na teoria o pilar tenha sido dimensionado no “Estado Limite Último”, e isso ocorre com o pilar tendo o concreto e o aço com as máximas deformações possíveis, na realidade o pilar em serviço estará a uma certa “distância” da ruptura, isto é, com uma margem de segurança contra a ruptura, introduzida ao serem considerados os coeficientes de segurança no dimensionamento.

Em resumo, segurança é quando todo o conjunto da estrutura, bem como as partes que a compõe, resiste às solicitações externas na sua combinação mais desfavorável, durante toda a vida útil, e com uma conveniente margem de segurança. Portanto, no projeto de uma estrutura, mesmo que seja apenas uma peça, como uma laje, uma viga ou um pilar, deve-se ter a preocupação de garantir as seguintes características à estrutura: resistência, estabilidade, utilização e durabilidade.

As estruturas devem também ser analisadas quanto às deformações, à fissuração e ao conforto do usuário na sua utilização. A fim de não prejudicar a estética e a utilização da construção, as estruturas não devem apresentar deformações excessivas, principalmente flechas, e as aberturas das fissuras devem ser limitadas, visando garantir a durabilidade. Esses quesitos são tratados pelos “Estados Limites de Serviço”.

6.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU)

No item 3.2 a NBR 6118/03 define o estado limite último como: “Estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura”. Deduz-se, portanto, que, em serviço, a estrutura não deve ou não pode jamais alcançar o estado limite último (ruína).

No item 10.3 a norma lista os estados limites últimos que devem ser verificados para a segurança das estruturas de concreto:

- a) estado limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) 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, e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais; considerando-se porém a interação entre elas quando for importante;
- c) estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) estado limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- e) estado limite último de colapso progressivo;
- f) outros estados limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

No quesito de segurança no estado limite último (item 16.2.2 da NBR 6118/03) a norma informa que, “Quando se dimensiona ou se verifica uma estrutura é preciso ter em mente se o que se está verificando efetivamente são seções de elementos. É a segurança dessas seções que pode, usualmente, ser expressa analiticamente.

É fundamental que essa segurança seja estendida ao restante dos elementos através de um detalhamento adequado. O detalhamento adequado permite costurar partes de um mesmo elemento, bem como elementos que chegam no mesmo nó.

Existem dois tipos de regras de detalhamento, a saber: aquelas de elementos como lajes, vigas, pilares, etc., e aquelas para regiões especiais onde existam singularidades geométricas ou estáticas.

Em relação aos ELU, além de se garantir a segurança adequada, isto é, uma probabilidade suficientemente pequena de ruína, é necessário garantir uma boa ductilidade, de forma que uma eventual ruína ocorra de forma suficientemente avisada, alertando os usuários.”

6.2 ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO (ELS)

Os estados limites de serviço definidos pela NBR 6118/03 são aqueles relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e a boa utilização funcional das mesmas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos utilizados. Quando uma estrutura alcança um “Estado Limite de Serviço”, o seu uso fica impossibilitado, mesmo que ela ainda não tenha esgotada toda a sua capacidade resistente, ou seja, a estrutura não mais oferece condições de conforto e durabilidade, embora não tenha alcançado a ruína.

Os estados limites de serviço definidos pela NBR 6118/03 (item 10.4) são:

- a) **Estado limite de formação de fissuras (ELS-F):** Estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a resistência do concreto à tração na flexão ($f_{ct,f}$);
- b) **Estado limite de abertura das fissuras (ELS-W):** este estado é alcançado quando as fissuras têm aberturas iguais aos máximos especificados pela norma. As estruturas de concreto armado trabalham fissuradas, pois essa uma de suas características básicas, porém, num bom projeto estrutural as fissuras terão pequena abertura, e não serão prejudiciais à estética e à durabilidade;
- c) **Estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF):** este estado é alcançado quando as deformações (flechas) atingem os limites estabelecidos para a utilização normal. Os elementos fletidos como as vigas e lajes apresentam flechas em serviço. O cuidado que o projetista estrutural deve ter é de limitar as flechas a valores aceitáveis, que não prejudiquem a estética;
- d) **Estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE):** este estado é alcançado quando as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção. O projetista deverá eliminar ou limitar as vibrações de tal modo que não prejudiquem o conforto dos usuários na utilização das estruturas.

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

No quesito de segurança quanto ao estado limite de serviço (desempenho em serviço), a NBR 6118/03 (item 16.2.3) informa que *“devem ser satisfeitos também, analogamente, expressões analíticas de segurança e regras construtivas. Os modelos a serem usados nessa verificação de ELS são diferentes daqueles usados nos ELU. Além de suportarem cargas maiores (de serviço), têm rigidez diferente, usualmente maior. Para garantir o bom desempenho de uma estrutura em serviço, deve-se, usualmente, respeitar limitações de flechas, de abertura de fissuras, ou de vibrações, mas também é possível que seja importante pensar na estanqueidade, no conforto térmico ou acústico etc.”*

6.3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

De acordo com a NBR 6118/03 (item 12.5), a segurança das estruturas de concreto devem ser verificadas de modo a atender as condições construtivas e as condições analíticas de segurança.

Com relação às condições construtivas de segurança, devem ser atendidas as exigências estabelecidas:

- e) nos critérios de detalhamento das seções 18 e 20;
- f) nas normas de controle dos materiais, especialmente a NBR 12655/96;
- g) no controle de execução da obra, conforme a NBR 14931/04 e Normas Brasileiras específicas.

Sobre as condições analíticas de segurança, a NBR 6118/03 (itens 12.5.2 e 16.1) estabelece que as resistências de cálculo da estrutura, proporcionadas pelos materiais, não devem ser menores que as solicitações de cálculo e devem ser verificadas em relação a todos os estados limites e todos os carregamentos especificados para o tipo de construção considerada, ou seja, em qualquer caso deve ser respeitada a condição:

$$R_d \geq S_d \quad (\text{Eq. 12})$$

6.4 QUESTIONÁRIO

- 1) Como é calculada a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck})? Explique o conceito relativo a este valor.
- 2) Como são calculadas as resistências de cálculo do concreto e do aço? Quais os valores para γ_c e γ_s no Estado Limite Último?
- 3) Qual é o conceito de segurança de uma estrutura?
- 4) Em qual estado limite é feito o dimensionamento de uma peça?
- 5) Qual a definição para o Estado Limite Último?
- 6) Cite três situações que podem levar uma estrutura ao Estado Limite Último.
- 7) Por que uma estrutura deve ter boa ductilidade?
- 8) Qual a definição para o Estado Limite de Serviço?
- 9) Enumere e defina os Estados Limites de Serviço existentes.
- 10) Qual o critério básico para se verificar a segurança das estruturas de concreto quanto às condições analíticas de segurança?

7. AÇÕES NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Neste item são estudados os tipos de ações que atuam nas estruturas de concreto armado, que originam os esforços solicitantes. O texto apresentado é quase todo uma compilação do item 11 (“Ações”) da norma NBR 6118/03. Onde se julgou necessário foram inseridos alguns textos explicativos objetivando melhorar o entendimento do texto da norma.

Definem-se as ações como as *“causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas.”* (NBR 8681/84). Deformações impostas são aquelas oriundas de variações de temperatura na estrutura, retração e deformação lenta (fluência) do concreto, recalques de apoio, etc.

Segundo a NBR 6118/03, na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço.

De acordo com a NBR 8681/84, as ações a considerar classificam-se em: permanentes, variáveis e excepcionais. Para cada tipo de construção as ações a serem consideradas devem respeitar suas peculiaridades e as normas a ela aplicáveis.

7.1 AÇÕES PERMANENTES

“Ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção”. Nelas devem ser incluídos o peso próprio dos elementos e o peso de

elementos construtivos fixos, como paredes, e instalações permanentes. Também são consideradas como permanentes as ações que crescem no tempo, tendendo a um valor limite constante. As ações permanentes devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança.

As ações permanentes são divididas em ações diretas e indiretas.

7.1.1 Ações Permanentes Diretas

As ações permanentes diretas são constituídas pelo peso próprio da estrutura e pelos pesos dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes. Como instalações permanentes pode-se entender os elementos, equipamentos, dispositivos, etc., que não são geralmente movimentados na construção, como equipamentos ou máquinas de grande porte, estruturas de prateleiras de grande porte, etc.

7.1.1.1 Peso Próprio

Nas construções correntes admite-se que o peso próprio da estrutura seja avaliado considerando-se a massa específica para o concreto simples de 2.400 kg/m^3 e 2.500 kg/m^3 para o concreto armado, conforme apresentado no item 7.1.1. Concretos especiais devem ter sua massa específica determinada experimentalmente em cada caso particular (ver NBR 12654) e o efeito da armadura pode ser considerado o concreto simples acrescido de 100 a 150 kg/m^3 .

7.1.1.2 Peso dos Elementos Construtivos Fixos e de Instalações Permanentes

As massas específicas dos materiais de construção correntes podem ser avaliadas tomando-se como base os valores indicados na Tabela 1 da NBR 6120. Os pesos das instalações permanentes são considerados com os valores nominais indicados pelos respectivos fornecedores.

7.1.1.3 Empuxos Permanentes

Consideram-se como permanentes os empuxos de terra e outros materiais granulosos quando forem admitidos não removíveis. Como representativos devem ser considerados os valores característicos $F_{k,sup}$ ou $F_{k,inf}$ conforme a NBR 8681.

7.1.2 Ações Permanentes Indiretas

As ações permanentes indiretas são constituídas pelas deformações impostas por retração e deformação lenta (fluência) do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão.

7.1.2.1 Retração e Deformação Lenta do Concreto

A NBR 6118/03 fornece processos simplificados para se levar em conta os esforços adicionais provocados pela retração e pela deformação lenta dos concretos, os quais serão estudados com maior profundidade na disciplina 1354 – Concreto Protendido.

7.1.2.2 Deslocamentos de Apoio

Os deslocamentos ou recalques de apoio só devem ser considerados quando gerarem esforços significativos em relação ao conjunto das outras ações, isto é, quando a estrutura for hiperestática e muito rígida.

O deslocamento de cada apoio deve ser avaliado em função das características físicas do correspondente material de fundação. Como representativos desses deslocamentos devem ser

considerados os valores característicos superiores, $\delta_{k,sup}$, calculados com avaliação pessimista da rigidez do material de fundação, correspondente, em princípio, ao quantil 5% da respectiva distribuição de probabilidade.

Os valores característicos inferiores podem ser considerados nulos. O conjunto desses deslocamentos constitui-se numa única ação, admitindo-se que todos eles sejam majorados pelo mesmo coeficiente de ponderação.

7.2 AÇÕES VARIÁVEIS

Como o próprio termo indica, ações variáveis são aquelas que variam ao longo do tempo. Do mesmo modo como as ações permanentes, as ações variáveis são também divididas em ações diretas e indiretas.

7.2.1 Ações Variáveis Diretas

As ações variáveis diretas são constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da chuva, devendo-se respeitar as prescrições feitas por Normas Brasileiras específicas.

Cargas acidentais são definidas pela NBR 8681/84 como as “*Ações variáveis que atuam nas construções em função de seu uso (pessoas, mobiliário, veículos, materiais diversos, etc.)*.”

Além da própria NBR 8681 devem também ser consultadas as normas NBR 6120/80 e NBR 6123/87. Na Tabela 2 da NBR 6120 constam os valores mínimos a serem adotados para as cargas acidentais.

7.2.1.1 Cargas Acidentais Previstas para o Uso da Construção

As cargas acidentais correspondem normalmente a:

- a) cargas verticais de uso da construção;
- b) cargas móveis, considerando o impacto vertical (como cargas de veículos, pontes rolantes, pessoas pulando ou dançando em arquibancadas, academias, etc.);
- c) impacto lateral (de veículos em pilares de garagens de edifícios, por exemplo);
- d) força longitudinal de frenagem ou aceleração (de veículos, pontes rolantes, pontes rodoviárias e ferroviárias, etc.);
- e) força centrífuga.

Essas cargas devem ser dispostas nas posições mais desfavoráveis para o elemento estudado, ressalvadas as simplificações permitidas por Normas Brasileiras específicas.

7.2.1.2 Ação do Vento

“*Os esforços devidos à ação do vento devem ser considerados e determinados de acordo com o prescrito pela NBR 6123, permitindo-se o emprego de regras simplificadas previstas em Normas Brasileiras específicas.*”

Do texto da norma acima pode-se concluir que os esforços nas estruturas devidos ao vento devem ser sempre considerados, independentemente do tipo, das dimensões e da altura da construção. A NBR 6123/87 não prevê regras simplificadas para a consideração do vento em edifícios de concreto armado. Não se conhece outras Normas Brasileiras Específicas que apresentem tais simplificações.

No estágio atual do desenvolvimento do projeto e cálculo das estruturas de concreto armado, feitos geralmente via programas computacionais que permitem com facilidade considerar a ação do vento, sugere-se que, mesmo no caso de edifícios de baixa altura, o vento seja sempre considerado gerando esforços na estrutura.

7.2.1.3 Ação da Água

O nível d'água adotado para cálculo de reservatórios, tanques, decantadores e outros deve ser igual ao máximo possível compatível com o sistema de extravasão, considerando apenas o coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f3} = 1,1$.

Nas estruturas em que a água de chuva possa ficar retida deve ser considerada a presença de uma lâmina de água correspondente ao nível da drenagem efetivamente garantida pela construção.

7.2.1.4 Ações Variáveis Durante a Construção

As estruturas em que todas as fases construtivas não tenham sua segurança garantida pela verificação da obra pronta devem ter, incluídas no projeto, as verificações das fases construtivas mais significativas 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.

7.2.2 Ações Variáveis Indiretas

7.2.2.1 Variações Uniformes de Temperatura

A variação da temperatura da estrutura, causada globalmente pela variação da temperatura da atmosfera e pela insolação direta, é considerada uniforme. Ela depende do local de implantação da construção e das dimensões dos elementos estruturais que a compõem.

De maneira genérica podem ser adotados os seguintes valores:

- a) para elementos estruturais cuja menor dimensão não seja superior a 50 cm, deve ser considerada uma oscilação de temperatura em torno da média de 10°C a 15°C ;
- b) para elementos estruturais maciços ou ocos com os espaços vazios inteiramente fechados, cuja menor dimensão seja superior a 70 cm, admite-se que essa oscilação seja reduzida respectivamente para 5°C a 10°C;
- c) para elementos estruturais cuja menor dimensão esteja entre 50 cm e 70 cm admite-se que seja feita uma interpolação linear entre os valores acima indicados.

A escolha de um valor entre esses dois limites pode ser feita considerando 50% da diferença entre as temperaturas médias de verão e inverno, no local da obra. Em edifícios de vários andares devem ser respeitadas as exigências construtivas prescritas por esta Norma para que sejam minimizados os efeitos das variações de temperatura sobre a estrutura da construção.

7.2.2.2 Variações não Uniformes de Temperatura

Nos elementos estruturais em que a temperatura possa ter distribuição significativamente diferente da uniforme, devem ser considerados os efeitos dessa distribuição. Na falta de dados mais precisos, pode ser admitida uma variação linear entre os valores de temperatura adotados, desde que a variação de temperatura considerada entre uma face e outra da estrutura não seja inferior a 5°C.

7.2.2.3 Ações Dinâmicas

Quando a estrutura, pelas suas condições de uso, está sujeita a choques ou vibrações, os respectivos efeitos devem ser considerados na determinação das solicitações e a possibilidade de fadiga deve ser considerada no dimensionamento dos elementos estruturais, de acordo com a seção 23 da NBR 6118/03.

7.3 AÇÕES EXCEPCIONAIS

No projeto de estruturas sujeitas a situações excepcionais de carregamento, cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios, devem ser consideradas ações excepcionais com os valores definidos, em cada caso particular, por Normas Brasileiras específicas.

A NBR 8681/84 define ações excepcionais como “*As que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas... Consideram-se como excepcionais as ações decorrentes de causas tais como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais.*”

7.4 VALORES DAS AÇÕES

7.4.1 Valores Característicos

Os valores característicos F_k das ações são estabelecidos a seguir em função da variabilidade de suas intensidades.

7.4.1.1 Ações Permanentes

Para as ações permanentes os valores característicos devem ser adotados iguais aos valores médios das respectivas distribuições de probabilidade, sejam valores característicos superiores ou inferiores. Esses valores estão definidos nesta seção ou em Normas Brasileiras específicas, como a NBR 6120/80. Valores característicos superiores são os que correspondem ao quantil de 95 % da distribuição de probabilidades e valores característicos inferiores são os que correspondem ao quantil de 5 % da distribuição de probabilidade.

7.4.1.2 Ações Variáveis

Os valores característicos das ações variáveis (F_{qk}), estabelecidos por consenso e indicados em Normas Brasileiras específicas, correspondem a valores que têm de 25 % a 35 % de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos, o que significa que o valor característico F_{qk} é o valor com período médio de retorno de 200 anos a 140 anos respectivamente.

Esses valores estão definidos nesta seção ou em Normas Brasileiras específicas como a NBR 6120/80.

7.4.2 Valores Representativos

As ações são quantificadas por seus valores representativos, que podem ser:

- a) os valores característicos;
- b) valores convencionais excepcionais, que são os valores arbitrados para as ações excepcionais;
- c) valores reduzidos, em função da combinação de ações, tais como:
 - verificações de estados limites últimos, quando a ação considerada se combina com a ação principal. Os valores reduzidos são determinados a partir dos valores característicos pela expressão $\psi_0 F_k$, que considera muito baixa a probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de naturezas diferentes;
 - verificações de estados limites de serviço. Estes valores reduzidos são determinados a partir dos valores característicos pelas expressões $\psi_1 F_k$ e $\psi_2 F_k$, que estimam valores frequentes e quase permanentes, respectivamente, de uma ação que acompanha a ação principal.

7.4.3 Valores de Cálculo

Os valores de cálculo F_d das ações são obtidos a partir dos valores representativos, multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f , definidos a seguir.

7.5 COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES

As ações devem ser majoradas pelo coeficiente γ_f , cujos valores encontram-se mostrados nas Tabela 6 e Tabela 7. O valor do coeficiente de segurança das ações é dado por:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \gamma_{f2} \gamma_{f3} \quad (\text{Eq. 13})$$

7.5.1 Coeficientes de Ponderação das Ações no Estado Limite Último (ELU)

Os valores-base para verificação são os apresentados nas Tabela 6 e Tabela 7, para γ_{f1} , γ_{f3} e γ_{f2} , respectivamente.

Segundo a NBR 8681/84, “quando se consideram estados limites últimos, os coeficientes γ_f de ponderação das ações podem ser considerados como o produto de dois outros, γ_{f1} e γ_{f3} (o coeficiente de combinação ψ_0 faz o papel do terceiro coeficiente, que seria indicado por γ_{f2}). O coeficiente parcial γ_{f1} leva em conta a variabilidade das ações e o coeficiente γ_{f3} considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos, seja por deficiência do método de cálculo empregado”.

Os coeficientes γ_f constantes da Tabela 6 variam conforme o tipo de combinação das ações, que podem ser normais, especiais e excepcionais. Esses três tipos de combinação encontram-se definidos no item 5.6.

Tabela 6 - Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ (NBR 6118/03).

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ¹⁾	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Onde: D é desfavorável, F é favorável, G é geral, T é temporária.
 1) Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Tabela 7 - Valores do coeficiente γ_{f2} (NBR 6118/03).

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	$\psi_1^{1)}$	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	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 elevada concentração de pessoas ³⁾	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
1) Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente aos problemas de fadiga, ver seção 23.				
2) Edifícios residenciais.				
3) Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.				

7.5.2 Coeficientes de Ponderação das Ações no Estado Limite de Serviço (ELS)

Em geral, o coeficiente de ponderação das ações para estados limites de serviço é dado pela expressão $\gamma_f = \gamma_{f2}$. O coeficiente γ_{f2} tem valor variável conforme a verificação que se deseja fazer (Tabela 7):

- a) $\gamma_{f2} = 1$ para combinações raras;
- b) $\gamma_{f2} = \psi_1$ para combinações freqüentes;
- c) $\gamma_{f2} = \psi_2$ para combinações quase permanentes.

Nas combinações quase-permanentes todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase-permanentes $\psi_2 F_{qk}$.

Nas combinações freqüentes a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor freqüente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase-permanentes $\psi_2 F_{qk}$.

Nas combinações raras a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores freqüentes $\psi_1 F_{qk}$.

7.6 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos e aos estados limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

7.6.1 Combinações Últimas

Uma combinação última pode ser classificada em normal, especial ou de construção e excepcional.

7.6.1.1 Combinações Últimas Normais

Em cada combinação devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas como secundárias, com seus valores reduzidos de combinação, conforme NBR 8681/84.

7.6.1.2 Combinações Últimas Especiais ou de Construção

Em cada combinação devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável especial, quando existir, com seus valores característicos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação, conforme NBR 8681/84.

7.6.1.3 Combinações Últimas Excepcionais

Em cada combinação devem figurar as ações permanentes e a ação variável excepcional, quando existir, com seus valores representativos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação, conforme NBR 8681. Nesse caso se enquadram, entre outras, sismo, incêndio e colapso progressivo.

7.6.1.4 Combinações Últimas Usuais

Para facilitar a visualização, essas combinações estão dispostas na Tabela 8. Nas construções mais comuns, como por exemplo os edifícios residenciais, a combinação última a ser considerada de modo geral é a normal. Porém, onde ocorrerem ações especiais, de construção ou excepcionais importantes, elas devem ser consideradas, conforme mostrado na Tabela 8.

No dimensionamento no estado limite último e combinação normal a equação para determinação da ação de cálculo, como mostrado na Tabela 8, é composta pela soma das ações permanentes (F_{gk}) multiplicada pelo coeficiente de segurança γ_g , dado na Tabela 6, assumindo de modo geral o valor 1,4. F_{egk} representa ações relativas a deformações permanentes, como retração, por exemplo. O coeficiente γ_{eg} também está mostrado na Tabela 6. A ação variável direta principal F_{q1k} é multiplicada pelo coeficiente de segurança das ações variáveis (γ_q) dado na Tabela 6 e que geralmente tem o valor de 1,4. As demais ações variáveis são reduzidas pelo coeficiente ψ_o , mostrado na Tabela 7. Existe ainda a possibilidade de ocorrerem deformações impostas variáveis ao longo do tempo, como a temperatura, que devem ser consideradas com valor reduzido dado pelo coeficiente ψ_{oe} , mostrado na Tabela 7 (Temperatura).

Tabela 8 – Combinações últimas (NBR 6118/03).

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado ¹⁾	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{oj} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{o\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{k,máx}$ e $P_{k,min}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,min}$, onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{oj} Q_{jk}$
Especiais ou de construção ²⁾	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{oj} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{o\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$	
Excepcionais ²⁾	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{oj} F_{qjk} + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{o\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$	
<p>Onde:</p> <p>F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última ; F_{gk} representa as ações permanentes diretas $F_{\varepsilon k}$ representa as ações indiretas permanentes como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e variáveis como a temperatura $F_{\varepsilon qk}$ F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal $\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$ – ver Tabela 4 ; $\psi_{oj}, \psi_{o\varepsilon}$ – ver Tabela 5 F_{sd} representa as ações estabilizantes ; F_{nd} representa as ações não estabilizantes G_{sk} é o valor característico da ação permanente estabilizante R_d é o esforço resistente considerado como estabilizante, quando houver G_{nk} é o valor característico da ação permanente instabilizante</p> $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{oj} Q_{jk}$ <p>Q_{nk} é o valor característico das ações variáveis instabilizantes Q_{1k} é o valor característico da ação variável instabilizante considerada como principal $\psi_{oj} Q_{jk}$ são as demais ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido $Q_{s,min}$ é o valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante</p> <p>1) No caso geral, devem ser consideradas inclusive combinações onde o efeito favorável das cargas permanentes seja reduzido pela consideração de $\gamma_g = 1,0$. No caso de estruturas usuais de edifícios essas combinações que consideram γ_g reduzido (1,0) não precisam ser consideradas. 2) Quando F_{g1k} ou F_{g1exc} atuarem em tempo muito pequeno ou tiverem probabilidade de ocorrência muito baixa ψ_{oj} pode ser substituído por ψ_{2j}.</p>		

Nas construções do tipo residencial normalmente ocorre apenas um tipo de ação variável direta e as ações variáveis indiretas (temperatura) e as ações indiretas permanentes (retração) não são consideradas porque seus efeitos não são importantes relativamente às ações permanentes e variável principal. O cálculo fica muitas vezes simplificado como:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q F_{q1k} \quad (\text{Eq. 14})$$

Os coeficientes de segurança γ_g e γ_q , para combinações normais no ELU, conforme a Tabela 6, resumem-se ao valor de 1,4, de modo que a (Eq. 14 torna-se:

$$F_d = 1,4 (F_{gk} + F_{q1k}) \quad (\text{Eq. 15})$$

No caso das ações existentes se limitarem aquelas da (Eq. 15) o cálculo dos esforços solicitantes pode ser feito com os valores característicos, majorando-se porém os esforços solicitantes, isto é, considerando-se os valores de cálculo, tais como:

$$\begin{aligned} M_d &= 1,4 \cdot M_k \\ V_d &= 1,4 \cdot V_k \\ N_d &= 1,4 \cdot N_k \\ T_d &= 1,4 \cdot T_k \end{aligned} \quad (\text{Eq. 16})$$

onde: M_k, V_k, N_k e T_k são valores característicos;

M_d, V_d, N_d e T_d são valores de cálculo.

7.6.2 Combinações de Serviço

As combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura e devem ser verificadas como estabelecido a seguir:

- quase-permanentes**: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas;
- freqüentes**: se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações;
- raras**: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de formação de fissuras.

Para facilitar a visualização, as combinações de serviço usuais estão dispostas na Tabela 9.

Tabela 9 – Combinações de serviço.

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase-permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \Sigma \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações freqüentes de serviço (CF)	Nas combinações freqüentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor freqüente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores freqüentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_{1j} F_{qjk}$
Onde: $F_{d,ser}$ = valor de cálculo das ações para combinações de serviço; F_{q1k} = valor característico das ações variáveis principais diretas; ψ_1 = fator de redução de combinação freqüente para ELS; ψ_2 = fator de redução de combinação quase permanente para ELS.		

7.7 QUESTIONÁRIO

- 1) O que são deformações impostas?
- 2) Definir os seguintes tipos de ações:
 - permanentes;
 - permanentes diretas;
 - permanentes indiretas;
 - variáveis;
 - variáveis diretas;
 - variáveis indiretas;
 - excepcionais.
- 3) Como são considerados os valores de cálculo das ações no Estado Limite Último?
- 4) Por que são utilizados valores reduzidos ψ ?
- 5) Definir as combinações:
 - última normal;
 - última especial ou de construção;
 - última excepcional;
 - quase-permanente;
 - freqüente;
 - rara.

8. MATERIAIS COMPONENTES DO CONCRETO ARMADO

Para a compreensão do comportamento das estruturas de concreto armado é necessário conhecer algumas características e propriedades dos materiais que o compõe: o concreto e o aço. Neste item são estudadas as principais propriedades mecânicas dos concretos e as características dos aços brasileiros para armadura passiva a ser aplicada nas peças de concreto armado.

8.1 CONCRETO

A NBR 6118/03 (item 8.2.1) impõe que “*as estruturas de concreto armado devem ser projetadas e construídas com concreto classe C20 ou superior. A classe C15 pode ser usada apenas em fundações, conforme a NBR 6122, e em obras provisórias.*” C15 e C20 indicam concretos de resistência característica à compressão (f_{ck}) de 15 e 20 MPa, respectivamente.

A versão anterior da norma admitia o uso de concretos em estruturas com resistências à compressão de 9 MPa ou superior. Durante as últimas décadas foi muito comum a aplicação de concretos com resistências à compressão de 13,5, 15 e 18 MPa. A versão atual da norma elevou a resistência para o valor mínimo de 20 MPa, objetivando aumentar a durabilidade das estruturas, ficando o concreto C15 restrito aos concretos de estruturas de fundações inseridos no solo.

8.1.1 Massa Específica

A massa específica dos concretos simples gira em torno de 2.400 kg/m^3 . A NBR 6118/03 se aplica a concretos com massa específica entre 2.000 kg/m^3 e 2.800 kg/m^3 . Não sendo conhecida a massa específica real, pode-se adotar o valor de 2.400 kg/m^3 para o concreto simples e 2.500 kg/m^3 para o concreto armado. Em situações diferentes das correntes deve-se estudar parâmetros mais consistentes para a massa específica do concreto armado.

Considerando para as estruturas comuns uma taxa média de armadura de 100 kg de aço para cada metro cúbico de concreto, a massa específica do concreto armado resulta 2.500 kg/m^3 (Figura 65).

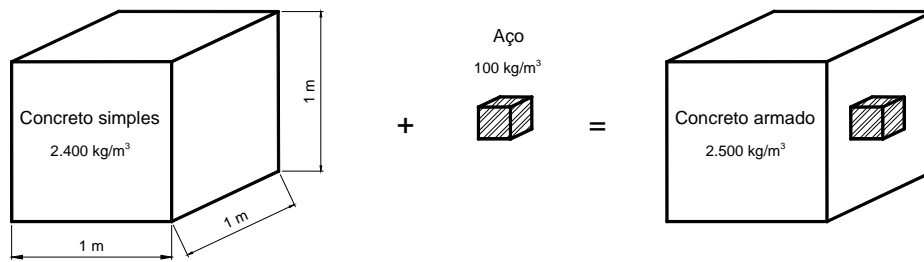


Figura 65 – Massa específica do concreto armado.

8.1.2 Resistência à Compressão

No Brasil, a resistência à compressão dos concretos é avaliada por meio de corpos-de-prova cilíndricos com dimensões de 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura (**Erro! A origem da referência não foi encontrada.**), moldados conforme a NBR 5738/03. Para concretos de resistências à compressão elevadas (> 50 MPa) podem ser moldados corpos-de-prova menores, com dimensões 10 cm por 20 cm (**Erro! A origem da referência não foi encontrada.**). O ensaio para determinar a resistência é feito numa prensa na idade de 28 dias a partir da moldagem, conforme a NBR 5739/94 (Figura 66 e Figura 67). A estimativa da resistência à compressão média (f_{cmj}), correspondente a uma resistência f_{ckj} especificada, deve ser feita como indicado na NBR 12655/96.



Figura 66 – Corpos-de-prova cilíndricos 15 x 30 cm e 10 x 20 cm para determinação da resistência à compressão de concretos (Fotografia de Obede B. Faria).



Figura 67 – Corpo-de-prova cilíndrico em ensaio para determinação da resistência à compressão do concreto (Fotografia de Obede B. Faria).

Em função da resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}), a NBR 8953/92 divide os concretos nas classes I e II. Os concretos são designados pela letra C seguida do valor da resistência característica, expressa em MPa, como:

Classe I: C10, C15, C20, C25, C30, C35, C40, C45, C50;

Classe II: C55, C60, C70, C80.

Durante as últimas décadas foi muito comum a aplicação de concretos com resistências à compressão (f_{ck}) de 13,5 MPa, 15 MPa e 18 MPa. No entanto, a NBR 6118/03 (item 8.2.1) introduziu uma mudança muito importante nesta questão, que é a das estruturas de concreto armado terem que ser projetadas e construídas com concreto C20 ($f_{ck} = 20$ MPa) ou superior, ficando o concreto C15 só para as estruturas de fundações e de obras provisórias.

A elevação da resistência para o valor mínimo de 20 MPa objetiva aumentar a durabilidade das estruturas. Conforme a NBR 6118/03, em função da agressividade do ambiente na qual a estrutura está inserida, concretos de resistências superiores ao C20 podem ser requeridos, como será apresentado no item 2.6.6.

Os procedimentos contidos na NBR 6118/03 se aplicam apenas aos concretos da classe I, com resistência até 50 MPa (C50). Para concretos da classe II ou superiores devem ser consultadas normas estrangeiras, pois não existe normalização no Brasil para o projeto de estruturas com os concretos da classe II.

8.1.3 Resistência à Tração

A resistência do concreto à tração varia entre 8 e 15 % da resistência à compressão (MACGREGOR, 1997). Em função da forma como o ensaio para a determinação da resistência do concreto à tração é realizado, são três os termos diferentes usados: tração direta, tração indireta e tração na flexão.

A norma brasileira adota valores idênticos ao do Eurocode 2 (1992) para a resistência do concreto à tração.

A resistência à tração indireta ($f_{ct,sp}$) é determinada no ensaio de compressão diametral, prescrito na NBR 7222/94. Este ensaio foi desenvolvido por Lobo Carneiro, na década de 50,

sendo conhecido mundialmente por *Brazilian test* ou *splitting test*. O ensaio consiste em se comprimir longitudinalmente o corpo-de-prova cilíndrico 15 x 30 cm segundo a direção do seu diâmetro, como mostrado na Figura 68. Quando se aplica a compressão surgem também tensões perpendiculares de tração na direção diametral, que causam o rompimento do corpo-de-prova. Diz-se neste caso que o corpo-de-prova rompeu devido a esforços ou tensões de fendilhamento.

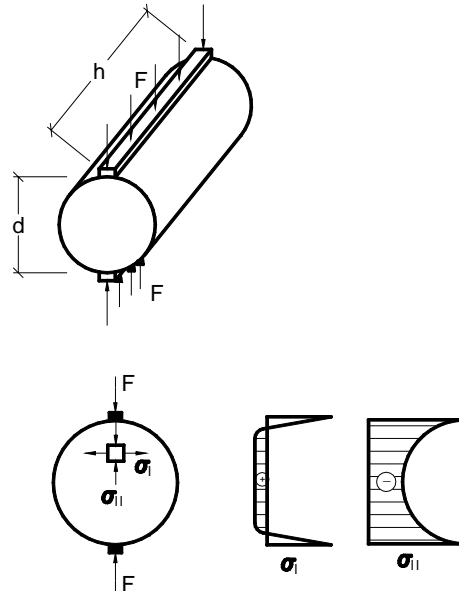


Figura 68 – Resistência do concreto à tração determinada por ensaio de compressão diametral (SÜSSEKIND, 1985).

A resistência à tração na flexão ($f_{ct,f}$), determinada conforme a NBR 12.142/91, consiste em se submeter uma viga de concreto simples a um ensaio de flexão simples, como mostrado nas Figura 69 e Figura 70. A resistência à tração na flexão corresponde à tensão na fibra mais tracionada no instante da ruptura da viga.

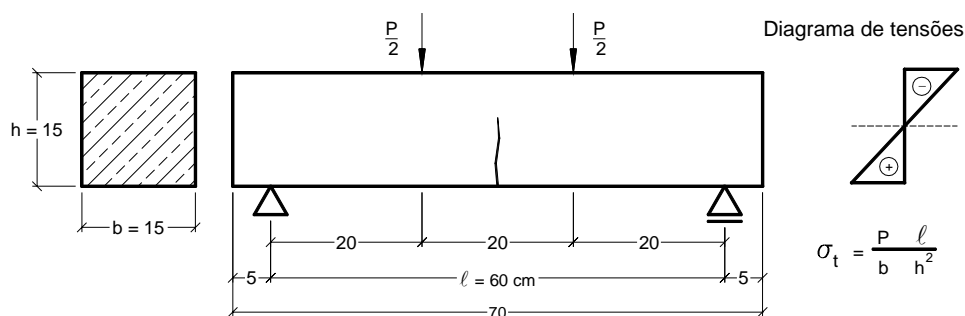


Figura 69 – Ensaio de resistência à tração na flexão.

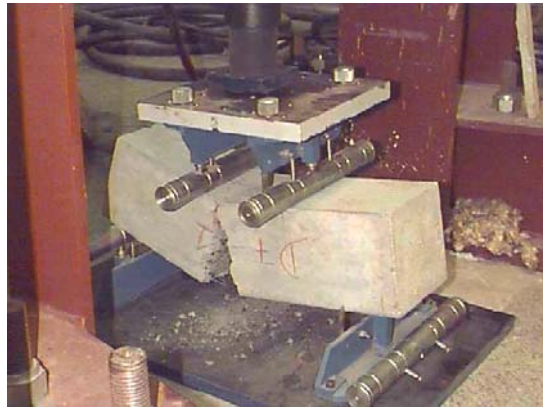


Figura 70 – Ensaio de resistência de uma viga à tração na flexão.

A resistência à tração direta corresponde à resistência por tração axial, valor difícil de ser medido em ensaio de corpo-de-prova. Por isso, a NBR 6118/03 (item 8.2.5) permite que a resistência à tração direta seja calculada em função da resistência do concreto à compressão, como:

$$f_{ct} = 0,9 f_{ct,sp} \quad (\text{Eq. 17})$$

$$f_{ct} = 0,7 f_{ct,f} \quad (\text{Eq. 18})$$

Na falta de valores para $f_{ct,sp}$ e $f_{ct,f}$, a resistência média à tração direta pode ser avaliada por meio das expressões:

$$\boxed{f_{ct,m} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2}} \quad (\text{Eq. 19})$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad (\text{Eq. 20})$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ct,m} \quad (\text{Eq. 21})$$

com $f_{ct,m}$ e f_{ck} em MPa. Sendo $f_{ckj} \geq 7$ MPa, as Eq. 17 a 21 podem também ser usadas para idades diferentes de 28 dias. Os valores $f_{ctk,inf}$ e $f_{ctk,sup}$ são os valores mínimo e máximo para a resistência à tração direta.

8.1.4 Resistência no Estado Multiaxial de Tensões

Estando o concreto submetido às tensões principais $\sigma_3 \geq \sigma_2 \geq \sigma_1$, deve-se ter:

$$\sigma_1 \geq - f_{ctk} \quad (\text{Eq. 22})$$

$$\sigma_3 \leq f_{ck} + 4 \sigma_1 \quad (\text{Eq. 23})$$

sendo as tensões de compressão consideradas positivas e as de tração negativas (Figura 71).

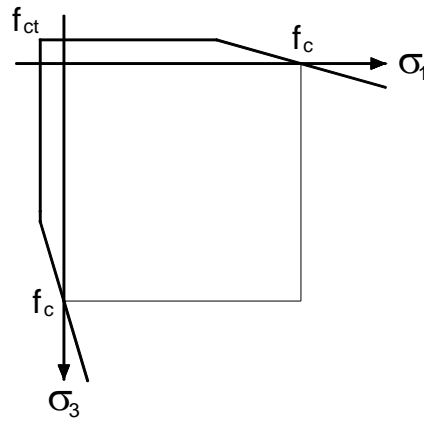


Figura 71 – Resistência no estado multiaxial de tensões.

8.1.5 Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade é um parâmetro numérico relativo à medida da deformação que o concreto sofre sob a ação de tensões, geralmente tensões de compressão. Os concretos com maiores resistências à compressão normalmente deformam-se menos que os concretos de baixa resistência, e por isso têm módulos de elasticidade maiores (Figura 72). O módulo de elasticidade depende muito das características e dos materiais componentes dos concretos, como o tipo de agregado, da pasta de cimento e a zona de transição entre a argamassa e os agregados.

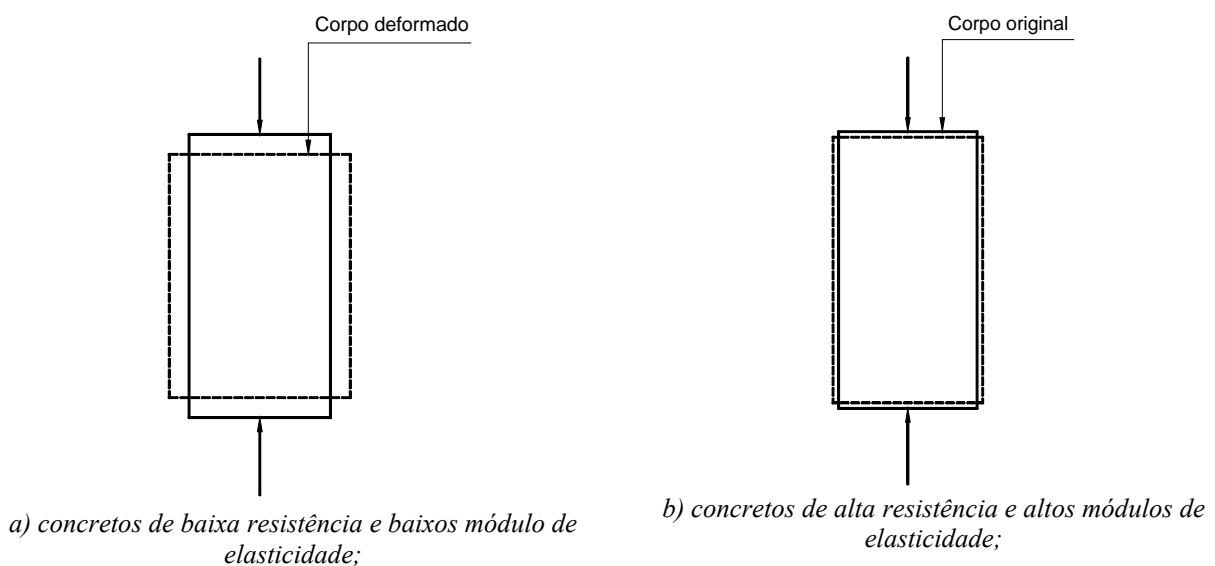


Figura 72 – Deformações num cilindro com concretos de baixa e alta resistência à compressão.

A importância da determinação dos módulos de elasticidade está na determinação das deformações nas estruturas de concreto, como nos cálculos de flechas em lajes e vigas (Figura 73). Nos elementos fletidos, como as vigas e as lajes por exemplo, o conhecimento das flechas máximas é muito importante e é um dos parâmetros básicos utilizados pelo projetista estrutural.

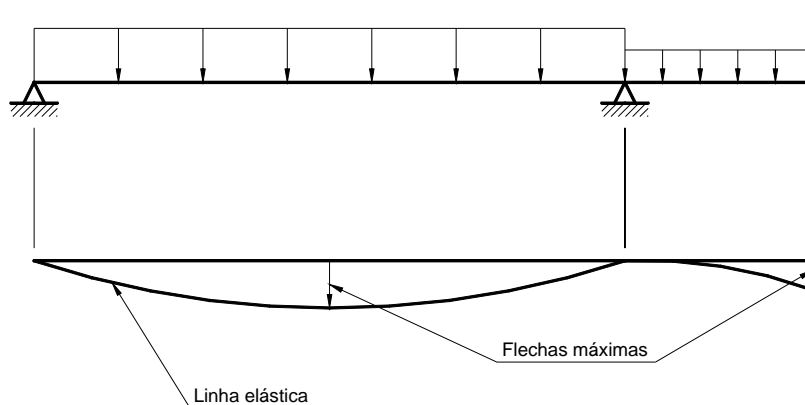


Figura 73 – Flecha em viga de concreto armado.

O módulo de elasticidade é avaliado por meio do diagrama tensão x deformação do concreto ($\sigma \times \varepsilon$). Devido a não linearidade do diagrama $\sigma \times \varepsilon$ (não-linearidade física), o valor do módulo de elasticidade pode ser calculado com infinitos valores. Porém, tem destaque o módulo de elasticidade tangente, dado pela tangente do ângulo (α') formado por uma reta tangente à curva do diagrama $\sigma \times \varepsilon$. Um outro módulo também importante é o módulo de elasticidade secante, dado pela tangente do ângulo (α'') formado pela reta secante que passa por um ponto A do diagrama (Figura 74). O módulo deve ser obtido segundo ensaio descrito na NBR 8522/03.

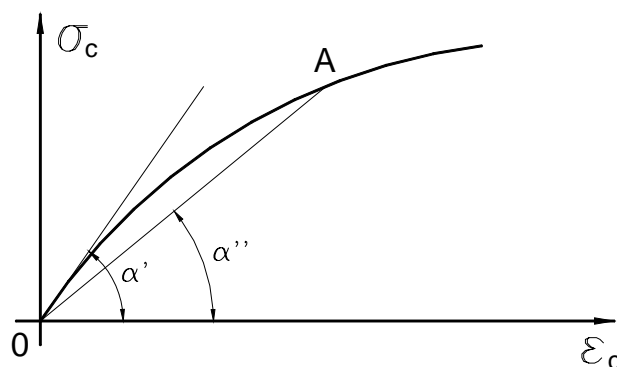


Figura 74 - Determinação do módulo de elasticidade do concreto à compressão.

Na falta de resultados de ensaios a NBR 6118/03 (item 8.2.8) estima o valor do módulo aos 28 dias, considerando a deformação tangente inicial cordal a 30 % f_c , segundo a expressão:

$$E_{ci} = 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{Eq. 24})$$

com E_{ci} e f_{ck} em MPa.

O módulo de elasticidade numa idade $j \geq 7$ dias pode também ser avaliado por meio dessa expressão, substituindo-se f_{ck} por f_{ckj} . Quando for o caso, é esse o módulo de elasticidade a ser especificado em projeto e controlado na obra.

O módulo de elasticidade secante 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 expressão :

$$E_{cs} = 0,85 E_{ci} \quad (\text{Eq. 25})$$

Segundo a NBR 6118/03, “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 deformação tangente inicial (E_{ci}).”

8.1.6 Coeficiente de Poisson e Módulo de Elasticidade Transversal

Ao se aplicar uma força no concreto surgem deformações em duas direções, na direção da força e na direção transversal à força. A relação entre a deformação transversal e a deformação longitudinal é chamada coeficiente de Poisson (ν), que segundo a NBR 6118/03 (item 8.2.9), “para tensões de compressão menores que $0,5 f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct} , o coeficiente de Poisson ν pode ser tomado como igual a 0,2”.

O módulo de elasticidade transversal (G_c) é determinado tendo-se o coeficiente de Poisson. Para peças não fissuradas e material homogêneo a expressão de G é:

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad (\text{Eq. 26})$$

Segundo a NBR 6118/03 o módulo de elasticidade transversal deve ser estimado em função do módulo de elasticidade secante, como:

$$G_c = 0,4 E_{cs} \quad (\text{Eq. 27})$$

8.1.7 Diagrama Tensão-Deformação do Concreto à Tração

Para a NBR 6118/03 (item 8.2.10.2), o diagrama $\sigma \times \epsilon$ do concreto não fissurado pode ser adotado como aquele mostrado na Figura 75. A deformação máxima de alongamento é de 0,15 ‰, e o módulo tangente inicial (E_{ci}) pode ser adotado como $\text{tg } \alpha$.

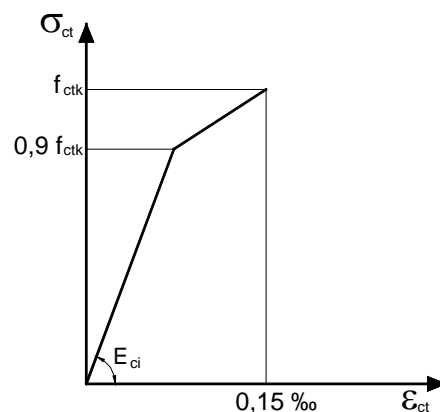


Figura 75 - Diagrama tensão-deformação bilinear na tração.

8.1.8 Diagrama Tensão-Deformação do Concreto à Compressão

Para o dimensionamento de seções transversais de peças de concreto armado no estado limite último, a NBR 6118 (item 8.2.10.1), indica o diagrama tensão-deformação à compressão como sendo um diagrama simplificado, composto por uma parábola do 2º grau que passa pela origem e tem seu vértice no ponto de abscissa 2 ‰ e ordenada $0,85f_{cd}$ e de uma reta entre as deformações 2 ‰ e 3,5 ‰, tangente à parábola e paralela ao eixo das abscissas (Figura 76).

A equação da parábola do 2º grau tem a forma:

$$\sigma_c = 0,85f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{0,002} \right)^2 \right] \quad (\text{Eq. 28})$$

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 dado pela Eq. 25.

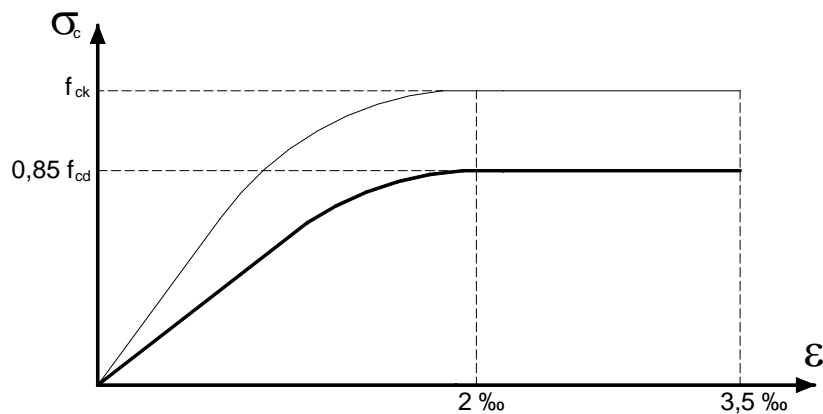
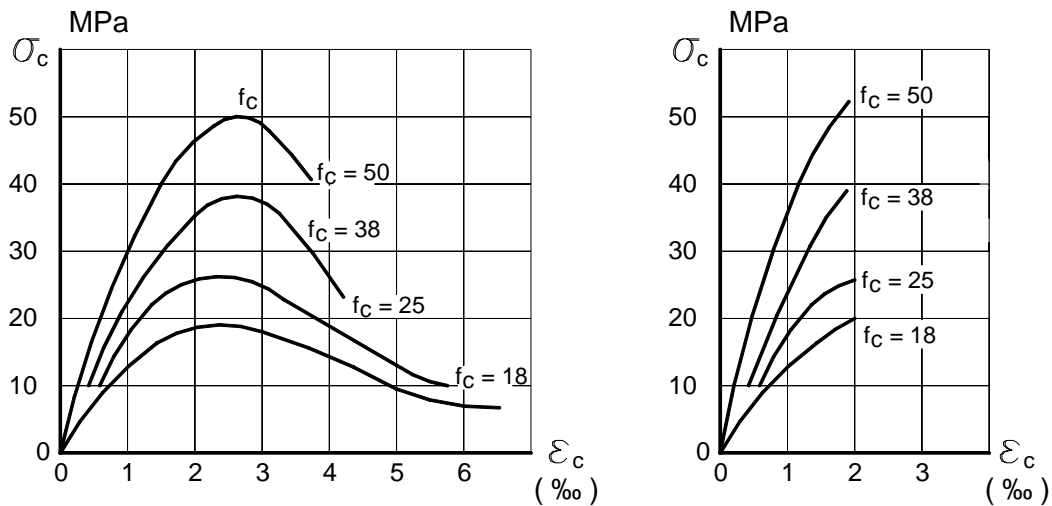


Figura 76 – Diagrama tensão–deformação idealizado para o concreto à compressão.

O diagrama mostrado na Figura 76 é uma idealização de como o concreto (para $f_{ck} \leq 50$ MPa – C50) se deforma (encurta) sob tensões de compressão. Para a deformação de encurtamento de até 2 ‰ (2 mm/m) a lei de variação é de acordo com a parábola do 2º grau dada na Eq. 28. Após 2 ‰ o concreto sofre um encurtamento plástico até o valor máximo de 3,5 ‰, ou seja, considera-se que o máximo encurtamento que o concreto possa sofrer seja de 3,5 ‰, ou 3,5 mm em cada metro de extensão. A tensão máxima de compressão no concreto é limitada por um fator 0,85, isto é, no cálculo das peças não se considera a máxima resistência dada por f_{ck} , e sim um valor reduzido em 15 %.

A origem da deformação 2 ‰ é exposta a seguir. Na Figura 77 são mostrados diagramas $\sigma \times \varepsilon$ de concretos de diferentes resistências. Na Figura 77a as curvas foram obtidas em ensaio com velocidade de deformação constante ($\dot{\varepsilon} = \text{cte}$) e na Figura 77b com velocidade de carregamento constante ($\dot{F} = \text{cte}$). Quando a deformação é controlada durante o ensaio é possível determinar a curva além do ponto de resistência máxima, isto é, o trecho descendente da curva. No ensaio com carregamento constante o corpo-de-prova rompe ao alcançar a resistência máxima. O que é importante constatar em ambas as Figura 77a e Figura 77b é que a resistência máxima é alcançada com deformações de encurtamento que variam de 2 ‰ a 2,5 ‰, independentemente da resistência à compressão do concreto. Nota-se também na Figura 77a que concretos de menor resistência apresentam maior curvatura e menor rigidez até a resistência máxima.



a) velocidade de deformação constante;

b) velocidade de carregamento constante.

Figura 77 – Diagramas $\sigma \times \varepsilon$ de concretos com diferentes resistências (LEONHARDT & MÖNNIG, 1982).

A norma brasileira adota a deformação de 2 ‰ para o encurtamento do concreto como um valor comum a todos os concretos de f_{ck} até 50 MPa, como mostrado no diagrama $\sigma \times \varepsilon$ da Figura 76.

A deformação máxima de 3,5 ‰ é convencional e foi escolhida entre valores que podem variar desde 2 ‰ para seção transversal com a linha neutra fora da seção transversal, até 5 ‰ para seções triangulares. A deformação última de 3,5 ‰ indica que nas fibras mais comprimidas a máxima deformação de encurtamento que o concreto pode sofrer é de 3,5 mm em cada metro de extensão da peça. Convencionou-se que, ao atingir esta deformação, o concreto estaria na iminência de romper por esmagamento.

A origem do fator 0,85 encontrado no diagrama $\sigma \times \varepsilon$ da Figura 76 é explicada a seguir. A Figura 78 mostra diagramas $\sigma \times \varepsilon$ de um concreto ensaiado com velocidades de deformação controlada ($\dot{\varepsilon} = cte$). O tempo decorrido entre o início do ensaio e a ruptura teórica do corpo-de-prova foi variado desde 2 min até 70 dias, com tempos intermediários de 20 min, 100 min e três dias. O diagrama mostra também a linha descendente de ruptura dos corpos-de-prova. A análise das curvas permite observar que, conforme aumenta o tempo de aplicação do carregamento, menor é a resistência do concreto. Entre os tempos de 2 min e 70 dias por exemplo, ocorre uma diminuição de quase 20 % na resistência do concreto carregado durante 70 dias. Esta característica apresentada pelo concreto foi chamada de efeito Rüsç, isto é, quanto maior é o tempo de carregamento para se alcançar a ruptura, menor é a resistência do concreto. Ou, em outras palavras, o efeito Rüsç é a diminuição da resistência do concreto com o aumento do tempo na aplicação da carga.

Para levar em conta o efeito Rüsç as normas acrescentaram o fator redutor de 0,85 na tensão máxima f_{cd} que pode ser aplicada no concreto. O fator 0,85 funciona como um fator corretivo, dado que a resistência de cálculo f_{cd} é determinada por meio de ensaios de corpos-de-prova cilíndricos em ensaios de compressão que têm a duração em torno de 2, 3 ou 4 minutos, enquanto que nas estruturas de concreto o carregamento é aplicado durante toda a vida útil da estrutura, ou seja, durante muitos anos.

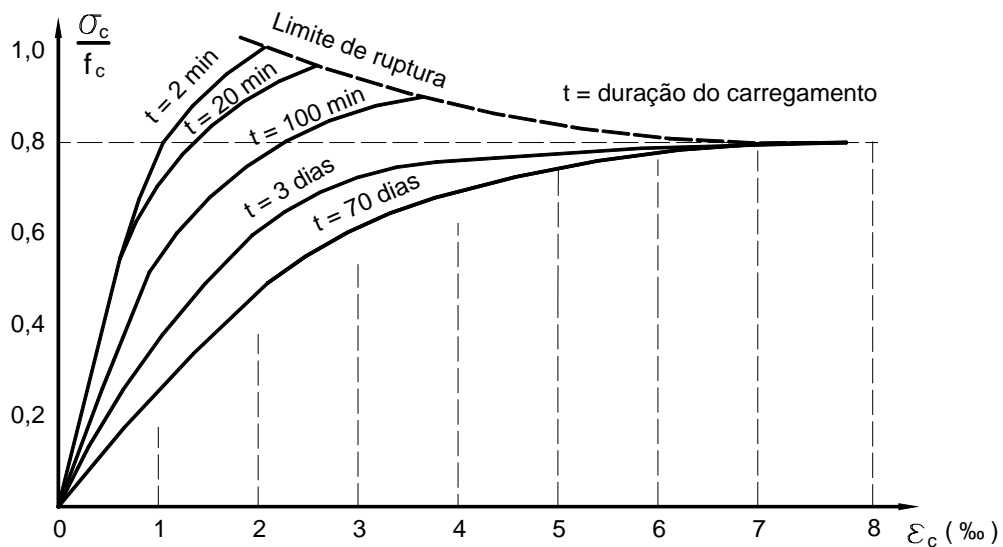


Figura 78 - Diagramas tensão-deformação do concreto com variação no tempo de carregamento do corpo-de-prova (SANTOS, 1983).

8.1.9 Deformações do Concreto

O concreto, sob ação dos carregamentos e das forças da natureza, apresenta deformações que aumentam ou diminuem o seu volume, podendo dar origem a fissuras, que, dependendo da sua abertura e do ambiente a que a peça está exposta, podem ser prejudiciais para a estética e para a durabilidade da estrutura.

As principais deformações que ocorrem no concreto são as devidas à retração, à deformação lenta e à variação de temperatura, como serão descritas a seguir.

8.1.9.1 Deformação por Variação de Temperatura

Todo material tem um coeficiente chamado “coeficiente de dilatação térmica” (α_{te}), com o qual se pode calcular variações de volume e de comprimento de peças fabricadas com aquele material. O coeficiente define a deformação correspondente a uma variação de temperatura de 1° C. No caso do concreto armado, para variações normais de temperatura, o valor para α_{te} recomendado é de $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ (NBR 6118/03, item 8.2.3).

Na versão anterior da NBR 6118, de 1980, era permitido dispensar-se a variação de temperatura em estruturas de concreto interrompidas por juntas de dilatação a cada 30 m, no máximo. A norma atual (NBR 6118/03), porém, não traz recomendações de como o problema da dilatação térmica nas estruturas pode ser tratado de modo simplificado. Neste caso, pelo menos nas estruturas correntes ou de pequeno porte, sugerimos que esta simplificação seja mantida, isto é, prever juntas de dilatação a cada 30 m de comprimento da estrutura em planta (Figura 79). Em construções onde não se deseja projetar juntas de dilatação os efeitos da variação de temperatura sobre a estrutura devem ser cuidadosamente avaliados pelo projetista estrutural, durante a concepção estrutural e nos cálculos de dimensionamento da estrutura.

A junta de dilatação é uma separação real da construção e da estrutura em blocos independentes, e quando convenientemente espaçadas permitem que a estrutura possa ter variações de volume livremente, sem que esforços adicionais importantes sejam impostos à estrutura e que, por isso, podem ser desprezados.

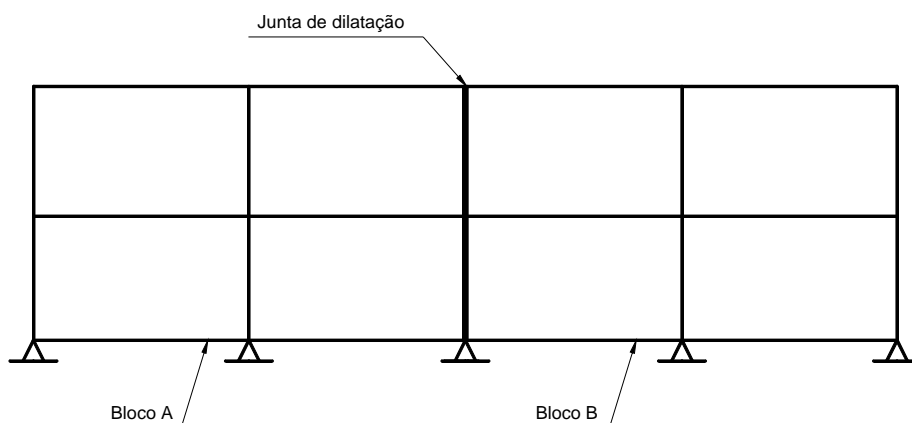


Figura 79 – Separação da estrutura por juntas de dilatação.

No desenvolvimento de projetos arquitetônicos de construções com grandes dimensões em planta, um engenheiro estrutural deve ser previamente consultado para a definição conjunta do número e da posição das juntas de dilatação.

8.1.9.2 Retração

Define-se retração como a diminuição de volume do concreto ao longo do tempo, provocada principalmente pela evaporação da água não utilizada nas reações químicas de hidratação do cimento. A retração do concreto ocorre mesmo na ausência de ações ou carregamentos externos e é uma característica comum e natural dos concretos. A retração é um fenômeno complexo, sendo dividida em três partes, onde a principal é a que se chama retração capilar.

Para a hidratação de 100 g de cimento são necessárias aproximadamente 26 g de água, isto é, uma relação água/cimento de 0,26. Ocorre que, nos concretos correntes, para proporcionar a trabalhabilidade requerida, a quantidade de água adicionada ao concreto é bem maior que a necessária, levando a relações a/c superiores a 0,50. A posterior evaporação da água não utilizada nas reações químicas de hidratação do cimento é a principal responsável pela diminuição de volume do concreto, o que se denomina “retração capilar”.

Porém, existem também outras causas para a retração, denominadas “retração química”, que decorre do fato das reações de hidratação do cimento ocorrerem com diminuição de volume, e a “retração por carbonatação”, onde componentes secundários do cimento reagem com o gás carbônico presente na atmosfera, levando também a uma diminuição de volume do concreto (PINHEIRO & FERNANDES, 1993). Essas causas de retração são menos intensas que a retração capilar e se restringem basicamente ao período de cura do concreto.

Em peças submersas ocorre a “expansão” da peça, fenômeno contrário ao da retração, decorrente do fluxo de água de fora para dentro da peça, em direção aos poros formados pela retração química.

Nas estruturas mais comuns e de pequenas espessuras, o fenômeno da retração é considerado praticamente concluído no período de dois a quatro anos. Para peças de espessuras maiores que 1,0 m, este período pode atingir até quinze anos.

Os fatores que mais influem na retração são os seguintes:

- Composição química do cimento: os cimentos mais resistentes e os de endurecimento mais rápido causam maior retração;
- Quantidade de cimento: quanto maior a quantidade de cimento, maior a retração;
- Água de amassamento: quanto maior a relação água/cimento, maior a retração;
- Umidade ambiente: o aumento da umidade ambiente dificulta a evaporação, diminuindo a retração;

- e) Temperatura ambiente: o aumento da temperatura, aumenta a retração;
- f) Espessura dos elementos: a retração aumenta com a diminuição da espessura do elemento, por ser maior a superfície de contato com o ambiente em relação ao volume da peça, possibilitando maior evaporação.

Os efeitos da retração podem ser diminuídos tomando-se cuidados especiais em relação aos fatores indicados acima, além disso, o que é muito importante, executando uma cuidadosa cura, durante pelo menos os primeiros dez dias após a concretagem da peça. Cura do concreto são os cuidados que devem ser tomados no período de endurecimento do concreto, visando impedir que a água evapore e o cimento não seja corretamente hidratado. Os processos de execução da cura são variados e serão estudados na disciplina Materiais e Técnicas de Construção I.

Uma solução muito empregada e eficiente em vigas e outros elementos é a utilização de uma armadura, chamada "armadura de pele", composta por barras finas colocadas próximas às superfícies das peças (ver item 11.2 da apostila "Vigas", BASTOS, 2005).

Segundo a NBR 611/03 (item 8.2.11), em casos onde não é necessária grande precisão, os valores de deformação específica da retração do concreto (ϵ_{cs}) podem ser obtidas na Tabela 8.1 da norma. Deformações específicas mais precisas devidas à retração podem ser calculadas segundo indicação do anexo A da mesma norma. Cálculos e aplicações da deformação por retração serão feitos na disciplina 1354 – Concreto Protendido.

8.1.9.3 Deformação Lenta (Fluência)

A retração e a expansão são deformações que ocorrem no concreto mesmo na ausência de carregamentos externos. A "deformação lenta" ou "fluência" (ϵ_{cc}), por outro lado, são as deformações no concreto provocadas pelos carregamentos externos, que originam tensões de compressão.

Define-se como deformação lenta como o aumento das deformações no concreto sob tensões permanentes de compressão ao longo do tempo, mesmo que não ocorram acréscimos nessas tensões. São as deformações ϵ_{cc} da Figura 80.

A deformação que antecede a deformação lenta é chamada "deformação imediata" (ϵ_{ci}), que é aquela que ocorre imediatamente após a aplicação das primeiras tensões de compressão no concreto, devida basicamente à acomodação dos cristais que constituem a parte sólida do concreto.

A Figura 80 mostra o efeito das deformações lenta e imediata com a idade do concreto. Num tempo t_0 do concreto ou do elemento estrutural surge a deformação imediata ao se aplicar o primeiro carregamento que origina as tensões de compressão, o que normalmente ocorre quando se retiram os escoramentos das peças. A partir deste instante, o carregamento inicial, além de se manter, geralmente sofre acréscimos sucessivos (cargas de construção, revestimentos, pisos, ações variáveis, etc.), que fazem com que novas deformações surjam, somando-se à deformação imediata inicial, ou seja, ocorre a deformação lenta do concreto ao longo do tempo da peça. A deformação total da peça num certo tempo é a soma da deformação imediata com a deformação lenta até aquele tempo.

Após alguns anos considera-se cessada a deformação lenta, o que é expresso pela deformação lenta no infinito ($\epsilon_{cc,\infty}$).

A deformação lenta do concreto é muito importante no projeto das peças protendidas e na determinação das flechas nas vigas e lajes.

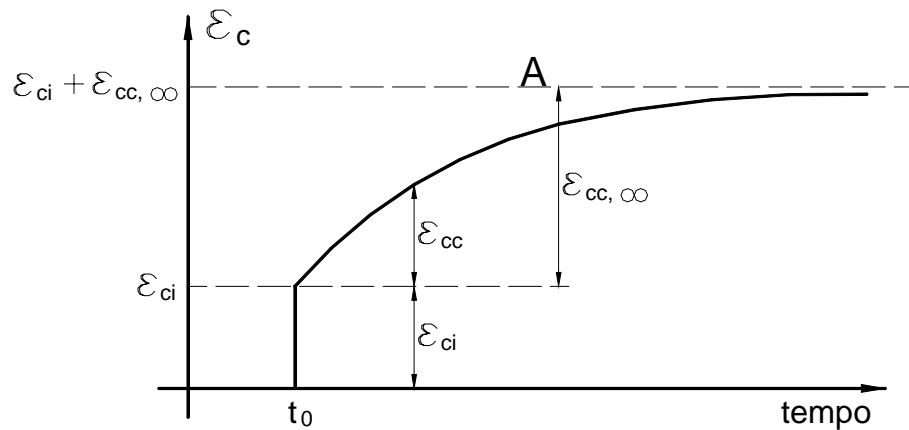


Figura 80 - Deformação lenta e imediata.

Os fatores que mais influem na deformação lenta são:

- Idade do concreto quando a carga começa a agir;
- Umidade do ar - a deformação é maior ao ar seco;
- Tensão que a produz - a deformação lenta é proporcional à tensão que a produz;
- Dimensões da peça - a deformação lenta é menor em peças de grandes dimensões.

Da mesma forma que a retração, pode-se reduzir a deformação lenta utilizando armadura complementar.

8.1.10 Proposta de Estudo

Livro: Curso de Concreto (v.1); José Carlos Sússekind; Ed. Globo.
- Leitura item 2.22, p. 23 a 30.

8.1.11 Questionário

- Qual a resistência mínima à compressão especificada pela NBR 6118 para o concreto com fins estruturais?
- Quais os valores a considerar para a massa específica dos concretos simples e armado?
- Quais as resistências de concreto à compressão especificadas pela NBR 6118?
- Como são determinadas as resistências do concreto à tração indireta e à tração na flexão?
- Quais os valores recomendados pela NBR 6118 para a resistência à tração direta?
- Como são calculados os módulo de elasticidade tangente na origem e módulo de elasticidade secante? Mostre num desenho.
- Desenhar o diagrama $\sigma \times \epsilon$ de cálculo do concreto à compressão e explicar a origem dos três valores desse diagrama.
- Explicar o que é o Efeito Rüsck.
- Definir retração, os tipos e explicar as suas causas.
- Quais soluções podem ser adotadas para diminuir a retração?
- Em que situação ocorre e qual a causa da expansão do concreto?
- Por que a retração é maior no início e se estabiliza com o passar do tempo?
- O que é e como ocorre a deformação imediata do concreto?
- Definir o que é deformação lenta do concreto?

8.2 AÇOS PARA ARMADURA

Os aços utilizados em estruturas de concreto armado no Brasil são estabelecidos pela norma NBR 7480/96. A norma classifica como **barras** os aços de diâmetro nominal 5 mm ou superior, obtidos exclusivamente por laminação a quente e como **fios** aqueles de diâmetro nominal 10 mm ou inferior, obtidos por trefilação ou processo equivalente, como estiramento e laminação a frio.

Conforme o valor característico da resistência de escoamento (f_{yk}), as barras de aço são classificadas nas categorias CA-25 e CA-50 e os fios de aço na categoria CA-60. As letras CA indicam concreto armado e o número na seqüência indica o valor de f_{yk} , em kgf/mm^2 ou kN/cm^2 . Os aços CA-25 e CA-50 são, portanto, fabricados por laminação a quente, e o CA-60 por trefilação.

Por indicação da NBR 6118/03 (item 8.3) os seguintes valores podem ser considerados para os aços:

- a) Massa específica: 7.850 kg/m^3 ;
- b) Coeficiente de dilatação térmica: $10^{-5}/^\circ\text{C}$ para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C ;
- c) Módulo de elasticidade: 210 GPa ou 210.000 MPa.

Segundo a NBR 6118/03, os aços CA-25 e CA-50 podem ser considerados como de alta ductilidade e os aços CA-60 podem ser considerados como de ductilidade normal.

“Para que um aço seja considerado soldável, sua composição deve obedecer aos limites estabelecidos na NBR 8965. A emenda de aço soldada deve ser ensaiada à tração segundo a NBR 8548. A carga de ruptura mínima, medida na barra soldada, deve satisfazer ao especificado na NBR 7480 e o alongamento sob carga deve ser tal que não comprometa a ductilidade da armadura. O alongamento total plástico medido na barra soldada deve atender a um mínimo de 2%” (item 8.3.9).

8.2.1 Tipos de Superfície

A superfície dos aços pode ser lisa, conter nervuras (saliência ou mossas) ou entalhes (Figura 81). A rugosidade da superfície dos aços é medida pelo coeficiente de conformação superficial (η_1) e deve atender o coeficiente de conformação superficial mínimo (η_b), para cada categoria de aço (CA-25, CA-50 ou CA-60), conforme indicado na NBR 7480 e apresentado na Tabela 10.

Tabela 10 – Relação entre η_1 e η_b .

Tipo de barra	Coeficiente de conformação superficial	
	η_b	η_1
Lisa (CA-25)	1,0	1,0
Entalhada (CA-60)	1,2	1,4
Alta aderência (CA-50)	$\geq 1,5$	2,25



Figura 81 – Tipos de superfície dos aços para concreto armado (Catálogos Gerdau e Belgo).

8.2.2 Características Geométricas

O comprimento normal de fabricação das barras e fios é de 11 m, com tolerância de até 9 %. Permite-se a existência de até 2 % de barras curtas, porém de comprimento não inferior a 6 m.

Todas as barras nervuradas devem apresentar marcas de laminação em relevo, identificando o produtor, a categoria do aço e o diâmetro nominal. A identificação de fios e barras lisas deve ser feita por etiqueta ou marcas em relevo.

Os diâmetros (ϕ em mm) padronizados pela NBR 7480/96 são os seguintes:

- barras: 5, 6,3, 8, 10, 12,5, 16, 20, 22, 25, 32 e 40;
- fios: 2,4, 3,4, 3,8, 4,2, 5, 5,5, 6, 6,4, 7, 8, 9,5 e 10.

A Tabela 11 mostra a massa, a área e o perímetro nominal dos fios e barras de aço classificados pela NBR 7480/96.

Tabela 11 – Características geométricas nominais dos fios e barras.

Diâmetro (mm)		Massa (kg/m)	Área (mm ²)	Perímetro (mm)
Fios	Barras			
2,4	-	0,036	4,5	7,5
3,4	-	0,071	9,1	10,7
3,8	-	0,089	11,3	11,9
4,2	-	0,109	13,9	13,2
4,6	-	0,130	16,6	14,5
5	5	0,154	19,6	17,5
5,5	-	0,187	23,8	17,3
6	-	0,222	28,3	18,8
-	6,3	0,245	31,2	19,8
6,4	-	0,253	32,2	20,1
7	-	0,302	38,5	22,0
8	8	0,395	50,3	25,1
9,5	-	0,558	70,9	29,8
10	10	0,617	78,5	31,4
-	12,5	0,963	122,7	39,3
-	16	1,578	201,1	50,3
-	20	2,466	314,2	62,8
-	22	2,984	380,1	69,1
-	25	3,853	490,9	78,5
-	32	6,313	804,2	100,5
-	40	9,865	1256,6	125,7

A empresa Gerdau produz vergalhões nas categorias CA-25, CA-50 (chamado GG-50) e CA-60. Os vergalhões GG-50 são barras de aço obtidas por laminação a quente de tarugos de lingotamento contínuo, com superfície nervurada. Os vergalhões CA-25 têm a superfície lisa. São comercializados em barras retas com comprimento de 12 m, em barras dobradas e em rolos (nos diâmetros até 12,5 mm). O vergalhão CA-25 ($f_{yk} = 250$ MPa) e o GG-50 ($f_{yk} = 500$ MPa) são fabricados segundo os diâmetros (mm) de: 6,3, 8, 10, 12,5, 16, 20, 25, 32 e 40. Os vergalhões CA-60 ($f_{yk} = 600$ MPa) são obtidos por trefilação e caracterizam-se pela alta resistência e pelos entalhes na superfície, que aumentam a aderência entre o aço e o concreto. São normalmente empregados na fabricação de lajes, tubos, lajes treliçadas, estruturas pré-moldadas de pequena espessura, etc., sendo fornecidos em rolos, barras de 12 m de comprimento. Os diâmetros (mm) são: 4,2, 5, 6, 7, 8 e 9,5.

A empresa Belgo Mineira produz os vergalhões chamados Belgo 25, Belgo 50 e Belgo 60, sendo equivalentes às categorias CA-25, CA-50 e CA-60, respectivamente. Os aços Belgo 25 (liso) e Belgo 50 (nervurado) são laminados a quente, produzidos em rolos e em barras retas de 12 m, segundo os diâmetros (mm) de: 6,3, 8, 10, 12,5, 16, 20, 25 e 32. O Belgo 60 é um aço nervurado de baixo teor de carbono, o que o leva a apresentar ótima soldabilidade. É fornecido em rolo e em barras retas de 12 m de comprimento, segundo os diâmetros (mm) de: 4,2, 5, 6, 7, 8 e 9,5.

Atualmente, alguns fabricantes de aços estão também fornecendo armaduras prontas para uso, como armaduras de colunas e vigas (Figura 82). Existem algumas dimensões e diâmetros padronizados pelos fabricantes, que devem ser consultados previamente.

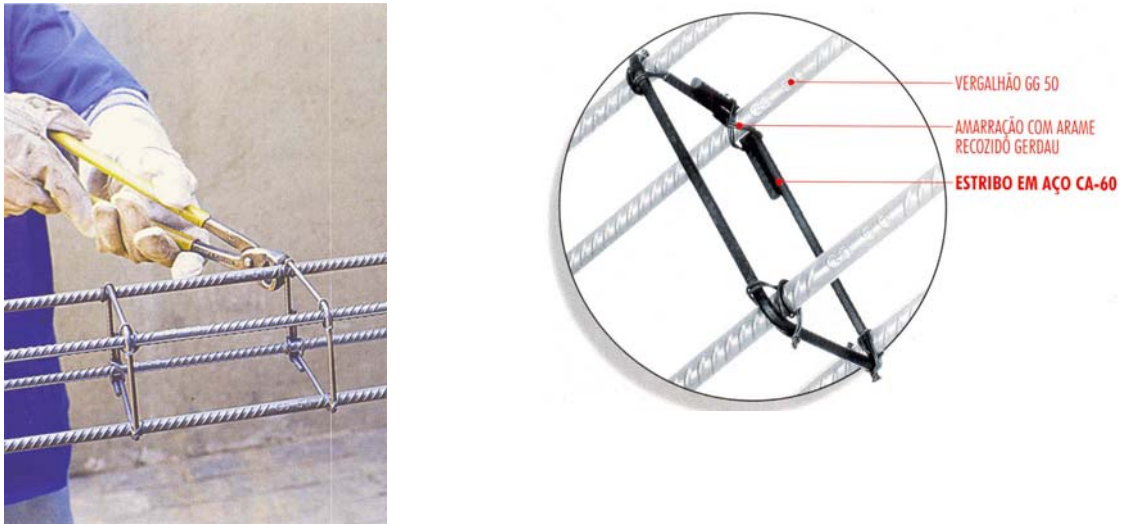


Figura 82 – Armadura pronta para colunas (Catálogos Gerdau).

Um produto muito útil nas obras e que leva à economia de tempo e mão-de-obra são as telas soldadas, assim chamadas por terem as barras soldadas entre si nos encontros (nós). Existem várias telas soldadas padronizadas, com variações nas distâncias e nos diâmetros dos fios, geralmente o fio CA-60 (Figura 83). Podem ser aplicadas em lajes, pisos, calçamentos, piscinas, elementos pré-fabricados, argamassas de impermeabilização, etc.

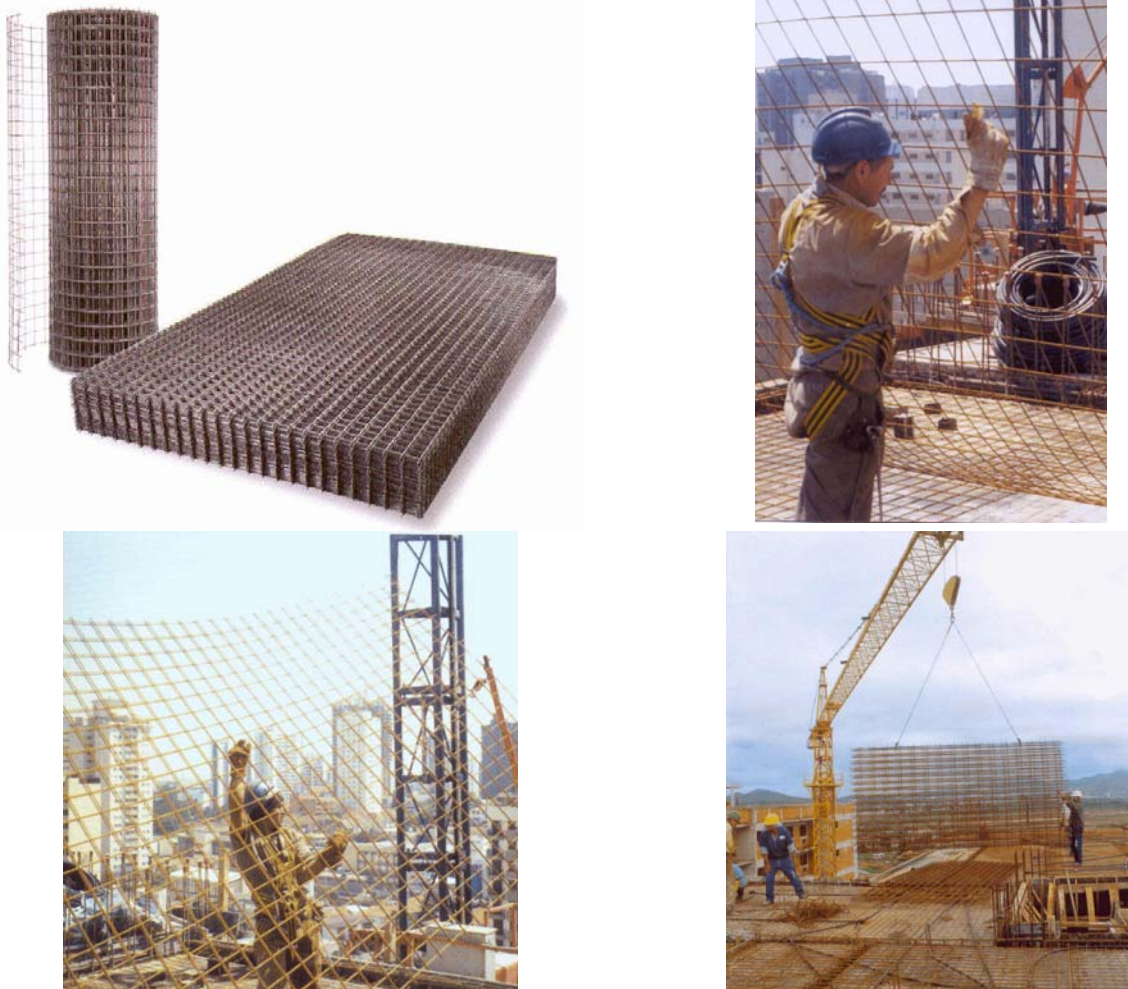


Figura 83 – Tela soldada (Catálogos Belgo).

Quando as armaduras são cortadas e montadas na própria obra é comum de se fazer as amarrações entre as barras e fios com arames recozidos, geralmente duplos e torcidos, no diâmetro de 1,24 mm (arame BWG 18), Figura 84. Pode ser usado também o arame BWG 16, com diâmetro de 1,65 mm, em fio único.



Figura 84 – Arame duplo recozido (Catálogos Belgo).

Nas amarrações de táboas e das fôrmas de madeira em geral é comum a utilização do arame recozido BWG 12, com diâmetro de 2,76 mm, adquiridos geralmente em quilos.

8.2.3 Diagrama Tensão-Deformação

Os diagramas $\sigma \times \varepsilon$ dos aços laminados a quente e trefilados a frio apresentam características diferentes, como mostradas na Figura 85. Os aços laminados, ao contrário dos trefilados, mostram patamar de escoamento bem definido, ou seja, a resistência de escoamento (f_y) fica bem caracterizada no diagrama, o que não ocorre nos aços trefilados. Por este motivo, nos aços trefilados, a resistência de escoamento é convencional, é escolhido um valor para a resistência de escoamento correspondente à deformação residual de 2 ‰. Isto significa que, se o aço for tensionado até o valor de f_y e a tensão for completamente retirada, o aço não voltará ao seu estado natural pré-tensão, pois haverá no aço uma deformação de 2 ‰, chamada residual ou permanente.

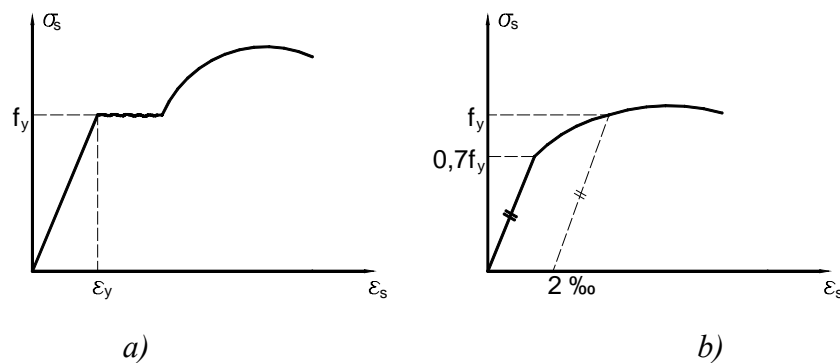


Figura 85 – Diagrama real $\sigma \times \varepsilon$ dos aços: a) laminados; b) trefilados.

Segundo a NBR 6118/03 (item 8.3.6), para cálculo nos estados-limites de serviço e último pode-se utilizar o diagrama simplificado mostrado na Figura 86, para os aços com ou sem patamar de escoamento. O diagrama é válido para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C e pode ser aplicado para tração e compressão.

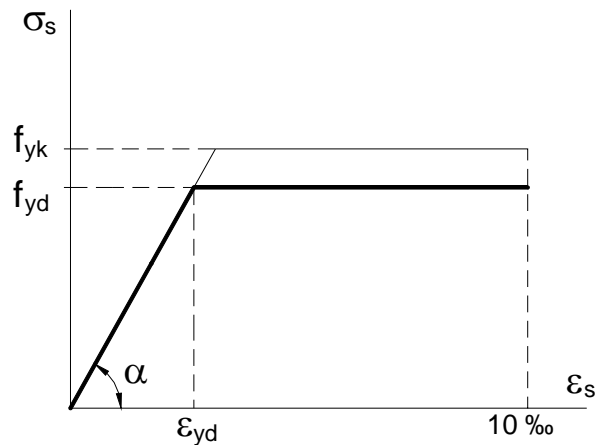


Figura 86- Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas com ou sem patamar de escoamento.

As deformações últimas (ϵ_u) são limitadas a 10 ‰ (10 mm/m) para a tração (alongamento), e 3,5 ‰ para a compressão (encurtamento), em função dos valores máximos adotados para o concreto.

O módulo de elasticidade do aço é dado pela tangente do ângulo α , assumido como pela norma como 210.000 MPa.

Considerando a lei de Hooke ($\sigma = \epsilon E$), a deformação de início de escoamento do aço (ϵ_{yd} – valor de cálculo) correspondente à tensão de início de escoamento é dada por:

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (\text{Eq. 29})$$

$$\text{com } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Os valores para a deformação de início de escoamento de cálculo (ϵ_{yd}) para os aços categorias CA-25, CA-50 e CA-60 são mostrados na Tabela 12.

Tabela 12 – Deformação de início de escoamento de cálculo (ϵ_{yd} - ‰) dos aços laminados e trefilados.

Tipo de Aço	Categoria do Aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
Laminado	1,04	2,07	-
Trefilado	-	-	2,48

Quaisquer deformações menores que a de início de escoamento resultam em tensões menores que a máxima permitida no aço (f_{yd}), caracterizando um sub-aproveitamento ou uso anti-econômico do aço (ver Figura 86).

8.3 QUESTIONÁRIO

- 1) Qual a definição para barras e fios?
- 2) O que indicam as notações CA-25, CA-50 e CA-60?

- 3) Em quais categorias são fabricadas as barras e os fios?
- 4) Quais os tipos de superfície existentes para os aços e quais os valores de η_1 ?
- 5) Quais os diâmetros e áreas nominais para as barras?
- 6) Como se configura o diagrama $\sigma \times \epsilon$ de cálculo dos aços recomendado pela NBR 6118?
- 7) Como é calculado e qual o valor do módulo de deformação longitudinal dos aços para CA? Mostre numericamente.
- 8) Como são calculadas as deformações de início de escoamento dos aços? Quais são os valores numéricos?

9. ESTÁDIOS DE CÁLCULO

Os estádios podem ser definidos como os vários estágios de tensão pelo qual um elemento fletido passa, desde o carregamento inicial até a ruptura.

A Figura 87 descreve o comportamento de uma viga simplesmente apoiada submetida a um carregamento externo crescente, a partir de zero. Em função dos estágios de tensão mostrados na viga da Figura 87, classificam-se os estádios em quatro, cada um apresentando uma particularidade:

- **Estádio Ia** - o concreto resiste à tração com diagrama triangular;
- **Estádio Ib** - corresponde ao início da fissuração no concreto tracionado;
- **Estádio II** - despreza-se a colaboração do concreto à tração;
- **Estádio III** - corresponde ao início da plastificação (esmagamento) do concreto à compressão.

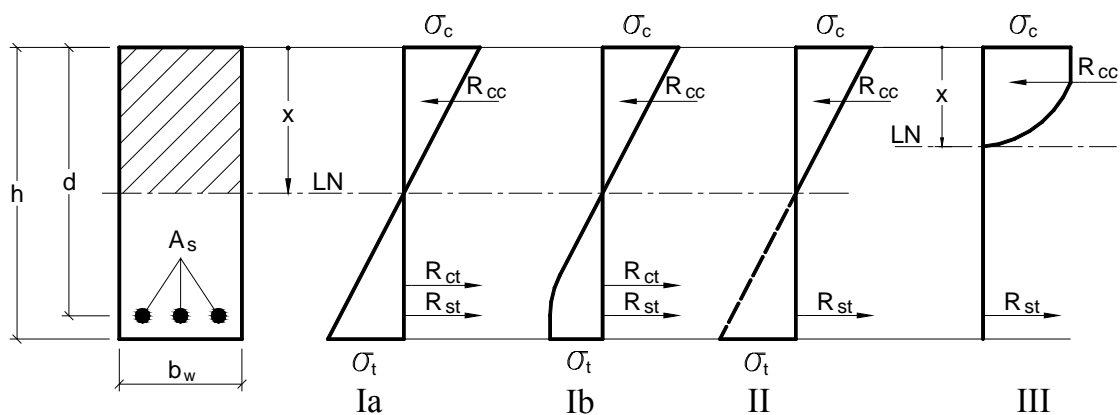


Figura 87 – Diagramas de tensão indicativos dos estádios de cálculo.

No estágio Ia o carregamento externo aplicado é ainda pequeno, de modo que as deformações e as tensões normais são também pequenas. As tensões se distribuem de maneira linear ao longo da altura da seção transversal. As dimensões das peças no estágio Ia resultam exageradas em função de se considerar a resistência do concreto à tração, que é muito pequena, como definida no item 7.1.4.

Com o aumento do carregamento, as tensões de tração perdem a linearidade, deixando de serem proporcionais às deformações. Apenas as tensões na zona comprimida são lineares. A um certo valor do carregamento as tensões de tração superam a resistência do concreto à tração, é quando surge a primeira fissura, o que corresponde ao estágio Ib, ou seja, o término do estágio I e o início do estágio II.

No estágio II as tensões de compressão ainda se distribuem linearmente, de zero na linha neutra ao valor máximo na fibra mais comprimida.

Aumentando ainda mais o carregamento a linha neutra e as fissuras deslocam-se em direção à zona comprimida. As tensões de compressão e de tração aumentam; a armadura tracionada pode alcançar e superar a tensão de início de escoamento (f_y), e o concreto comprimido está na iminência da ruptura (esmagamento).

Cada estágio tem a sua importância, sendo as principais descritas a seguir:

- a) **Estádio Ia:** verificação das deformações em lajes calculadas segundo a teoria da elasticidade, pois essas lajes geralmente se apresentam pouco fissuradas;
- b) **Estádio Ib:** cálculo do momento fletor de fissuração (solicitação que pode provocar o início da formação de fissuras);
- c) **Estádio II:** verificação das deformações em vigas (seções predominantemente fissuradas) e análise das vigas em serviço;
- d) **Estádio III:** dimensionamento dos elementos estruturais no estado limite último.

10. DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÕES

Os domínios são representações das deformações que ocorrem na seção transversal dos elementos estruturais. As deformações são de alongamento e de encurtamento, oriundas de tensões de tração e compressão, respectivamente.

Segundo a NBR 6118/03 (item 17.2.2), o estado limite último (ELU) de elementos lineares sujeitos a solicitações normais é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios definidos na Figura 88.

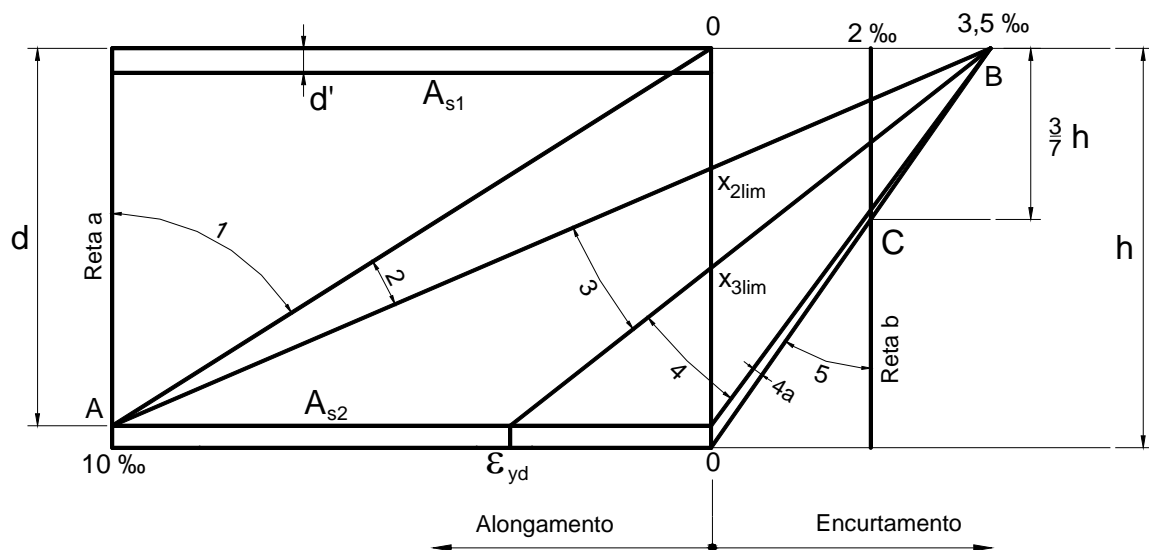


Figura 88 – Diagrama possíveis dos domínios de deformações.

O estado limite último pode ocorrer por deformação plástica excessiva da armadura (reta a e domínios 1 e 2) ou por encurtamento excessivo do concreto (domínios 3, 4, 4a, 5 e reta b).

O desenho mostrado na Figura 88 representa vários diagramas de deformação de casos de solicitação diferentes, com as deformações limites de 3,5‰ para o máximo encurtamento do concreto comprimido e 10‰ para o máximo alongamento na armadura tracionada. Os valores de 3,5‰ e 10‰ são valores últimos, de onde se diz que todos os diagramas de deformação correspondem a estados limites últimos. As linhas inclinadas dos diagramas de deformações são retas, pois se admite a hipótese básica das seções transversais permanecerem planas até a ruptura.

A capacidade resistente da peça é admitida esgotada quando se atinge o alongamento máximo convencional de 10 ‰ na armadura tracionada ou mais tracionada, ou, de outro modo, correspondente a uma fissura com abertura de 1 mm para cada 10 cm de comprimento da peça.

Os diagramas valem para todos os elementos estruturais que estiverem sob solicitações normais, como a tração e a compressão uniformes e as flexões simples e compostas. Solicitação normal é definida como os esforços solicitantes que produzem tensões normais nas seções transversais das peças. Os esforços podem ser o momento fletor e a força normal.

O desenho dos diagramas de domínios pode ser visto como uma peça sendo visualizada em vista ou elevação, constituída com duas armaduras longitudinais próximas às faces superior e inferior da peça.

A posição da linha neutra é dada pelo valor de x , contado a partir da fibra mais comprimida ou menos tracionada da peça. No caso específico da Figura 88, x é contado a partir da face superior. Em função dos vários domínios possíveis, a linha neutra estará compreendida no intervalo entre $-\infty$ (lado superior do diagrama no desenho da Figura 88) e $+\infty$ (lado inferior do diagrama). Quando $0 \leq x \leq h$, a linha neutra estará passando dentro da seção transversal.

São descritas a seguir as características da cada um dos oito diferentes domínios de deformações.

10.1 RETA A

O caso de solicitação da reta a é a tração uniforme (também chamada tração simples ou tração axial), com a força normal de tração aplicada no centro de gravidade da seção transversal (Figura 89). A linha neutra encontra-se no $-\infty$, e todos os pontos da seção transversal, inclusive as armaduras estão com deformação de alongamento igual à máxima de 10 ‰. As duas armaduras, portanto, estão com a mesma tensão de tração, a de início de escoamento do aço, f_{yd} (ver diagrama $\sigma \times \epsilon$ dos aços na Figura 86). Como exemplo existem os elementos lineares chamados tirantes.

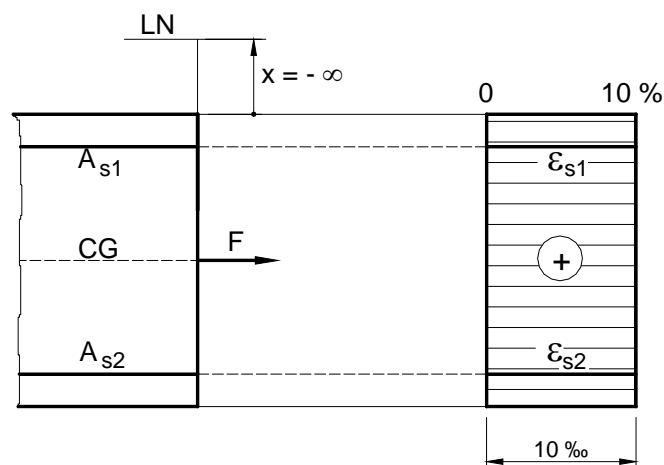


Figura 89 – Tração uniforme na reta a.

10.2 DOMÍNIO 1

O domínio 1 ocorre quando a força normal de tração não é aplicada no centro de gravidade da seção transversal, isto é, existe uma excentricidade da força normal em relação ao centro de gravidade. Neste domínio, ocorre a tração não uniforme, e a seção ainda está inteiramente tracionada, embora com deformações diferentes (Figura 90). Também se diz que a solicitação é de tração excêntrica com pequena excentricidade, ou flexo-tração.

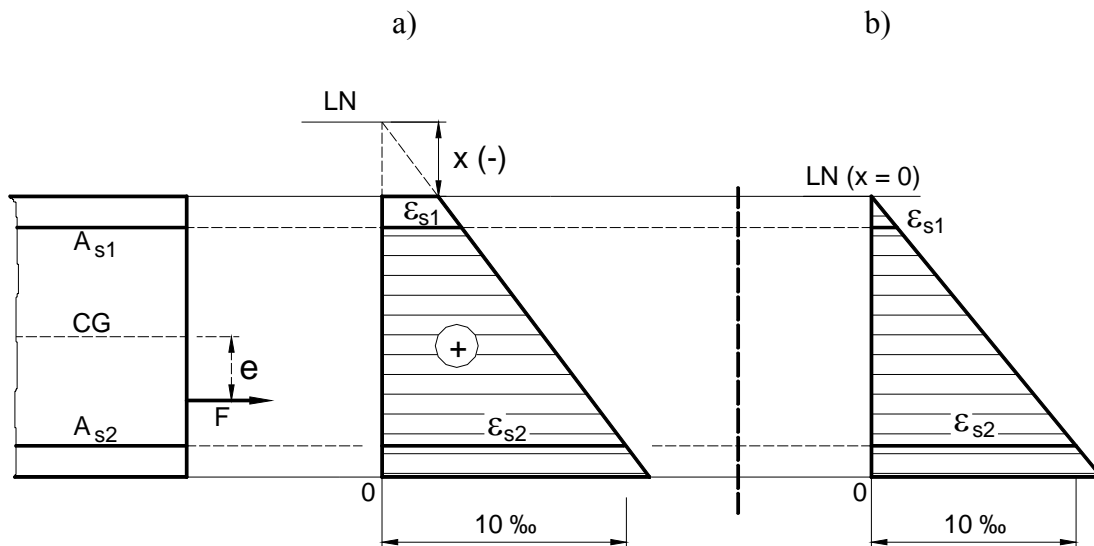


Figura 90 – Tração não uniforme no domínio 1: a) linha neutra com valor $-x$;
b) linha neutra com $x = 0$.

A deformação de alongamento na armadura mais tracionada é fixa e vale 10 ‰. A linha neutra é externa à seção transversal, podendo estar no intervalo entre $-\infty$ (reta a) e zero (limite entre os domínios 1 e 2), com x tendo um valor negativo. A capacidade resistente da seção é proporcionada apenas pelas armaduras tracionadas, pois o concreto encontra-se inteiramente fissurado.

Como exemplo de elementos estruturais no domínio 1 há o tirante.

10.3 DOMÍNIO 2

No domínio 2 ocorrem os casos de solicitação de flexão simples, tração excêntrica com grande excentricidade e compressão excêntrica com grande excentricidade. A seção transversal tem parte tracionada e parte comprimida (Figura 91). O domínio 2 é caracterizado pela deformação de alongamento fixada em 10 ‰ na armadura tracionada. Em função da posição da linha neutra, que pode variar de zero a x_{2lim} ($0 \leq x \leq x_{2lim}$), a deformação de encurtamento na borda mais comprimida varia de zero até 3,5 ‰. Quando a linha neutra passar por x_{2lim} , ou seja, $x = x_{2lim}$, as deformações na armadura tracionada e no concreto da borda comprimida serão os valores últimos, 10 ‰ e 3,5 ‰, respectivamente.

No domínio 2 diz-se que a armadura tracionada (A_{s2}) é aproveitada ao máximo, com $\epsilon_{sd} = 10$ ‰, mas o concreto comprimido não, com $\epsilon_{cd} \leq 3,5$ ‰.

O domínio 2 é subdividido em 2a e 2b em função da deformação máxima de encurtamento no concreto comprimido. No domínio 2a considera-se a deformação variando de zero a 2 ‰ e no domínio 2b de 2 ‰ a 3,5 ‰.

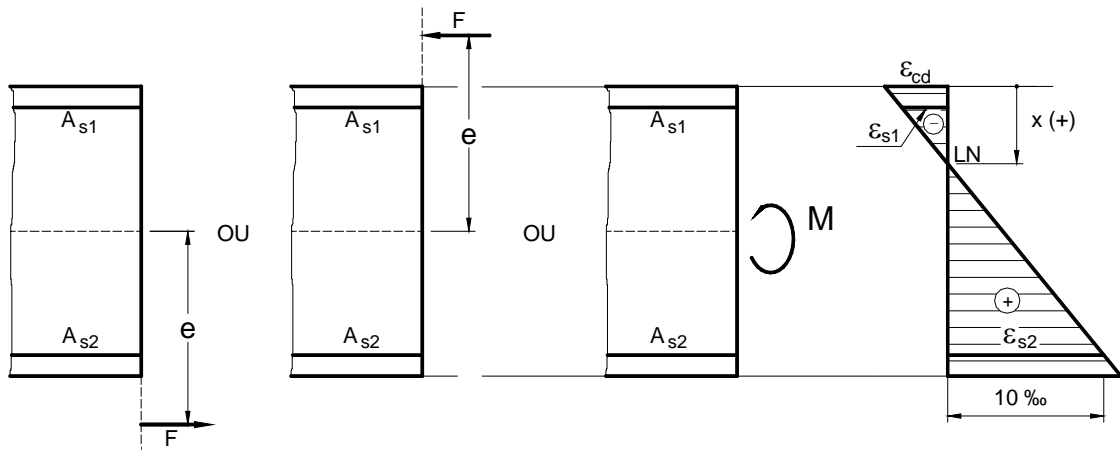


Figura 91 – Casos de solicitação e diagrama genérico de deformações do domínio 2.

10.4 DOMÍNIO 3

Os casos de solicitação são os mesmos do domínio 2, ou seja, flexão simples, tração excêntrica com grande excentricidade e compressão excêntrica com grande excentricidade. A seção transversal tem parte tracionada e parte comprimida (Figura 92). O domínio 3 é caracterizado pela deformação de encurtamento máxima fixada em 3,5 ‰ no concreto da borda comprimida. A deformação de alongamento na armadura tracionada varia da deformação de início de escoamento do aço (ϵ_{yd}) até o valor máximo de 10 ‰, o que implica que a tensão na armadura é a máxima permitida, f_{yd} (ver Figura 86).

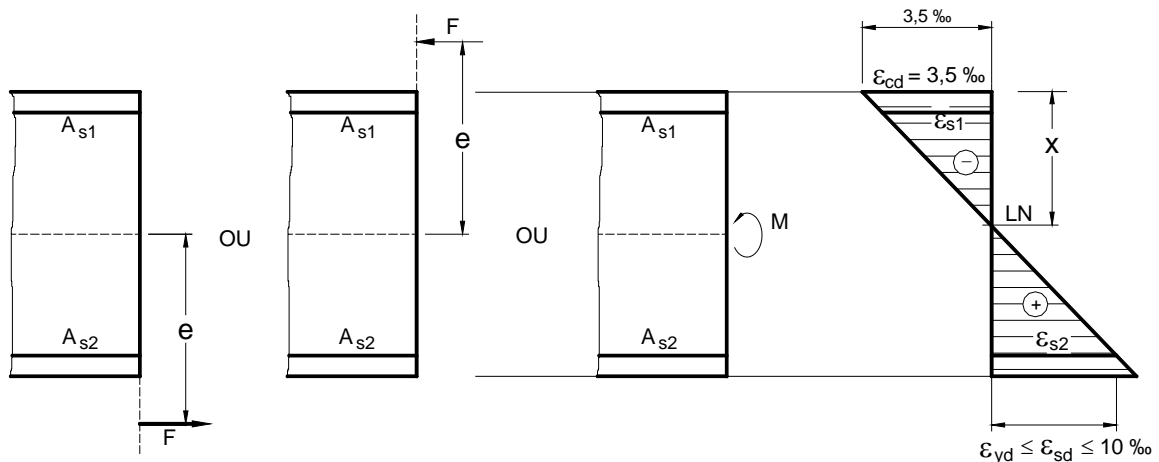


Figura 92 – Casos de solicitação e diagrama genérico de deformações do domínio 3.

A posição da linha neutra pode variar, desde o valor x_{2lim} até x_{3lim} ($x_{2lim} \leq x \leq x_{3lim}$), que delimita os domínios 3 e 4. A deformação de encurtamento na armadura comprimida é menor mas próxima a 3,5 ‰, por estar próxima à borda comprimida, onde a deformação é 3,5 ‰.

Na situação última a ruptura do concreto comprimido ocorre simultaneamente com o escoamento da armadura tracionada.

10.5 DOMÍNIO 4

Os casos de solicitação do domínio 4 são a flexão simples e a flexão composta (flexo-compressão ou compressão excêntrica com grande excentricidade). A seção transversal tem parte tracionada e parte comprimida (Figura 93). O domínio 4 é caracterizado pela deformação de encurtamento máxima fixada em 3,5‰ no concreto da borda comprimida. A deformação de alongamento na armadura tracionada varia de zero até a deformação de início de escoamento do aço (ϵ_{yd}), o que implica que a tensão na armadura é menor que a máxima permitida, f_{yd} (ver Figura 86). A posição da linha neutra pode variar de x_{3lim} até a altura útil d ($x_{3lim} \leq x \leq d$).

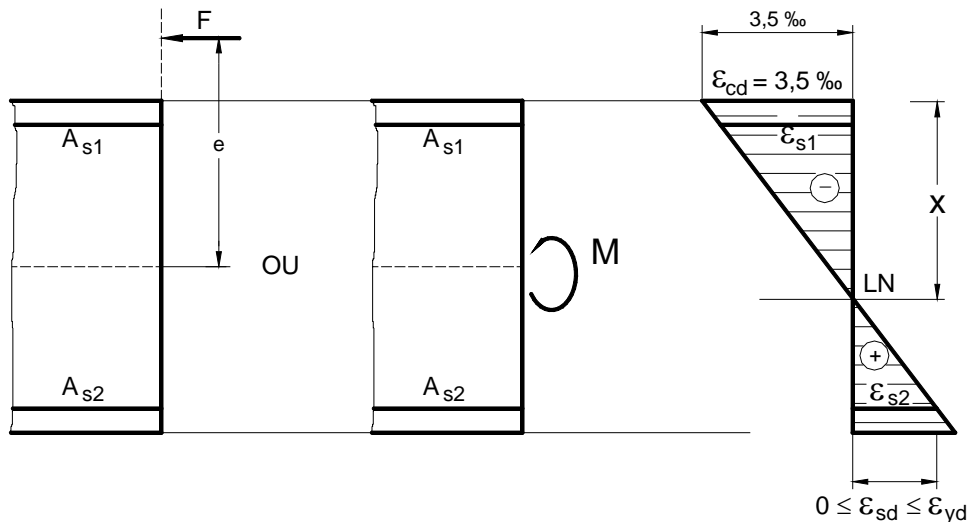


Figura 93 – Casos de solicitação e diagrama genérico de deformações do domínio 4.

10.6 DOMÍNIO 4A

No domínio 4a a solicitação é de flexão composta (flexo-compressão). A seção transversal tem uma pequena parte tracionada e a maior parte comprimida (Figura 94). O domínio 4a também é caracterizado pela deformação de encurtamento máxima fixada em 3,5‰ no concreto da borda comprimida. A linha neutra ainda está dentro da seção transversal, na região de cobrimento da armadura menos comprimida (A_{s2}), ou seja, $d \leq x \leq h$. Ambas as armaduras encontram-se comprimidas, embora a armadura próxima à linha neutra tenha tensões muito pequenas.

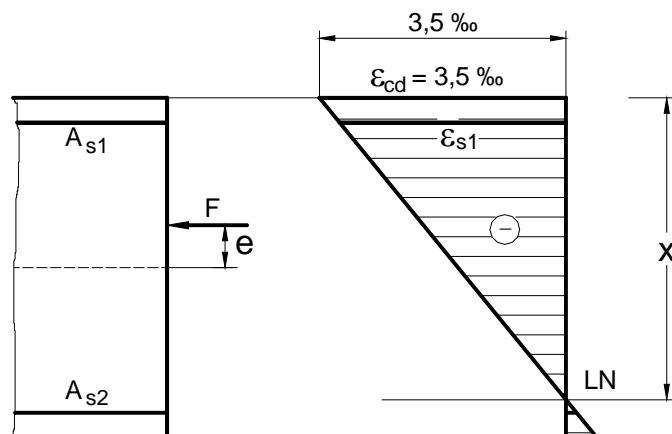


Figura 94 – Solicitação e diagrama genérico de deformações do domínio 4a.

10.7 DOMÍNIO 5

No domínio 5 ocorre a compressão não uniforme ou flexo-compressão com pequena excentricidade (flexão composta). A linha neutra não corta a seção transversal, que está completamente comprimida, embora com deformações diferentes. As duas armaduras também estão comprimidas. A posição da linha neutra varia de h até $+\infty$ (Figura 95). O que caracteriza o domínio 5 é o ponto C a $3/7 h$, como mostrado na Figura 88. A linha inclinada do diagrama de deformações passa sempre por este ponto no domínio 5. A deformação de encurtamento na borda mais comprimida varia de 2 ‰ a 3,5 ‰ e na borda menos comprimida varia de 0 a 2 ‰, em função da posição x da linha neutra. Com exceção do caso da linha neutra $x = h$, a forma do diagrama de deformações será a de um trapézio.

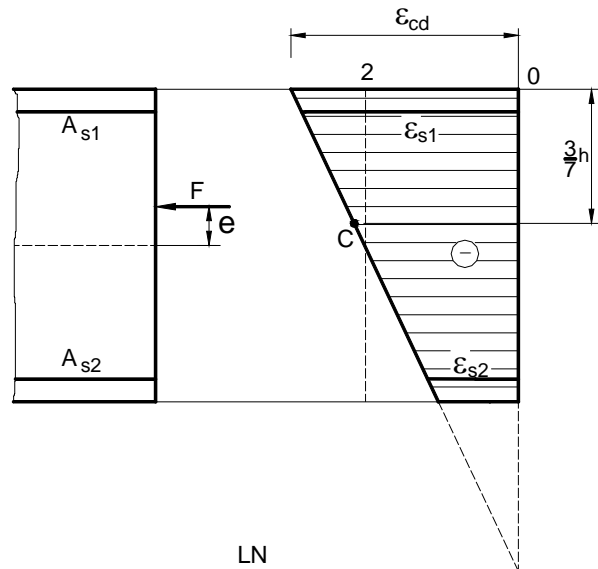


Figura 95 – Compressão não uniforme no domínio 5.

10.8 RETA B

O caso de solicitação da reta b é a compressão uniforme (também chamada compressão simples ou compressão axial), com a força normal de compressão aplicada no centro de gravidade da seção transversal (Figura 96). A linha neutra encontra-se no $+\infty$, e todos os pontos da seção transversal estão com deformação de encurtamento igual a 2 ‰. As duas armaduras, portanto, estão sob a mesma deformação e a mesma tensão de compressão.

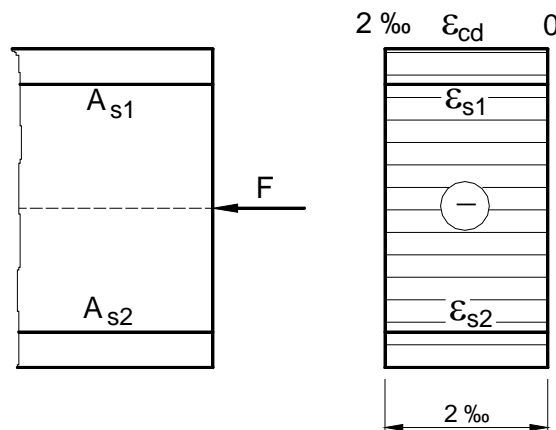


Figura 96 – Compressão uniforme na reta b.

10.9 DETERMINAÇÃO DE x_{2lim} E x_{3lim}

Tendo como base os diagramas de domínios mostrados na Figura 88, os valores limites de x_{2lim} e x_{3lim} podem ser deduzidos. Da Figura 97 deduz-se o valor de x_{2lim} :

$$\frac{x_{2lim}}{3,5} = \frac{d}{13,5}$$

$$\boxed{x_{2lim} = 0,26 d} \quad (\text{Eq. 30})$$

Sendo $\beta_x = \frac{x}{d}$ tem-se:

$$\boxed{\beta_{x_{2lim}} = 0,26} \quad (\text{Eq. 31})$$

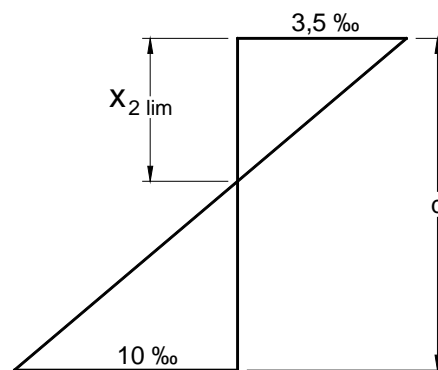


Figura 97 – Diagrama de deformações para a dedução de x_{2lim} .

Com procedimento análogo pode-se deduzir o valor de x_{3lim} . Da Figura 98 encontra-se:

$$\frac{x_{3lim}}{3,5} = \frac{d}{3,5 + \varepsilon_{yd}}$$

$$\boxed{x_{3lim} = \frac{3,5d}{3,5 + \varepsilon_{yd}}} \quad (\text{Eq. 32})$$

Sendo $\beta_x = \frac{x}{d}$ tem-se:

$$\boxed{\beta_{x_{3lim}} = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{yd}}} \quad (\text{Eq. 33})$$

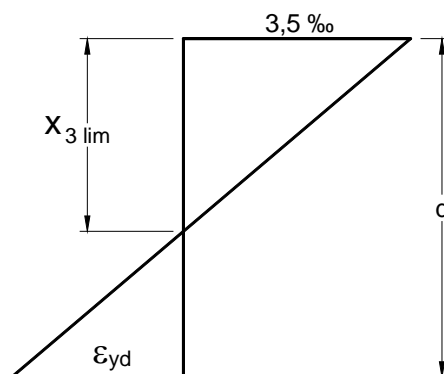


Figura 98 – Diagrama de deformações para a dedução de x_{3lim} .

Como se observa nas Eq. 32 e 33 os valores de x_{3lim} e β_{x3lim} dependem de ϵ_{yd} , isto é, dependem da categoria do aço da armadura passiva. A Tabela 13 mostra os valores de x_{3lim} e β_{x3lim} em função da categoria do aço.

Tabela 13 - Valores de ϵ_{yd} , x_{3lim} e β_{x3lim} em função da categoria do aço.

AÇO	ϵ_{yd} (‰)	x_{3lim}	β_{x3lim}
CA-25 laminado a quente	1,04	0,77 d	0,77
CA-50 laminado a quente	2,07	0,63 d	0,63
CA-60 trefilado a frio	2,48	0,59 d	0,59

Este assunto encerra a parte inicial fundamental do estudo da disciplina. Na seqüência será estudado o dimensionamento das vigas aos momentos fletores, com a apostila “Flexão Normal Simples – Vigas”, do professor (ver em wwwp.feb.unesp.br/pbastos).

10.10 QUESTIONÁRIO

- 1) Qual o significado de Estádio de cálculo de uma peça fletida. Explique e desenhe os Estádios Ia, Ib, II e III?
- 2) Qual o significado de Domínios de cálculo? Desenhe o diagrama com todos os domínios.
- 3) Explique as características de cada um dos seguintes domínios: reta a, 1, 2, 3, 4, 4a, 5 e reta b.
- 4) Como são deduzidos os valores de x_{2lim} e x_{3lim} ? Qual a definição para β_x .
- 5) Quais os valores de x_{2lim} , x_{3lim} e β_{x3lim} para o aço CA-50?

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Building code requirements for structural concrete and Commentary*, ACI 318-05. Farmington Hills, 2005, 430p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*, NBR 6118. Rio de Janeiro, ABNT, 2003, 221p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Argamassa e concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos*, NBR 7222. Rio de Janeiro, ABNT, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado*, NBR 7480. Rio de Janeiro, ABNT, 1996, 7p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação*, NBR 8522. Rio de Janeiro, ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*, NBR 8681. Rio de Janeiro, ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto para fins estruturais – Classificação por grupos de resistência*, NBR 8953. Rio de Janeiro, ABNT, 1992, 2p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto - Determinação da resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos*, NBR 12.142. Rio de Janeiro, ABNT, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto – Preparo, controle e recebimento – Procedimento*. NBR 12655. Rio de Janeiro, ABNT, 1996, 19p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Execução de estruturas de concreto – Procedimento*. NBR 14931, ABNT, Rio de Janeiro, 2004, 53p.

BELGO MINEIRA. *Catálogos*. 2002. www.belgomineira.com.br

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB-FIP Model Code 1990: final draft*. Bulletin D'Information, n.203, 204 e 205, jul, 1991.

CUNHA, A.C.Q. ; HELENE, P.R.L. *Despassivação das armaduras de concreto por ação da carbonatação*. São Paulo, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, Boletim Técnico BT/PCC/283, 2001.

EUROPEAN COMMITTEE STANDARDIZATION. *Eurocode 2 – Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings*. London, BSI, 1992.

FAULIM. *Manual de cálculo*. Jumirim, Catálogo, Treliças Faulim, 2004.

FUSCO, P.B. *Estruturas de Concreto - Fundamentos do Projeto Estrutural*. São Paulo, Ed. USP e McGraw-Hill, 1976, 298p.

FUSCO, P.B. *Estruturas de concreto - Solicitações normais*. Rio de Janeiro, ed. Guanabara Dois, 1981, 464p.

FUSCO, P.B. *Técnica de armar as estruturas de concreto*. São Paulo, Ed. Pini, 2000, 382p.

GERDAU. *Catálogos*. 2002. www.gerdau.com.br

LEONHARDT, F. ; MÖNNIG, E. *Construções de concreto – Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado*, v. 1. Rio de Janeiro, Ed. Interciência, 1982, 305p.

PFEIL, W. *Concreto armado*, v. 1, 2 e 3, 5ª ed., Rio de Janeiro, Ed. Livros Técnicos e Científicos, 1989.

RÜSCH, H. *Concreto armado e protendido – Propriedades dos materiais e dimensionamento*. Rio de Janeiro, Ed. Campus, 1981, 396p.

SANTOS, L.M. *Cálculo de Concreto Armado*, v.1, São Paulo, Ed. LMS, 1983, 541p.

SIKA. *Blocos celulares autoclavados*, catálogos, 2004.

SILVA, R.C. *Vigas de concreto armado com telas soldadas: análise teórica e experimental da resistência à força cortante e do controle da fissuração*. Tese (Doutorado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2003, 328p.

SÜSSEKIND, J.C. *Curso de concreto*, v. 1 e 2, 4ª ed., Porto Alegre, Ed. Globo, 1985.

TATU PRÉ-MOLDADOS. *Produtos - lajes alveolares*. www.tatu.com.br, 2004.

VASCONCELOS, A.C. *O concreto no Brasil – Recordes, Realizações, História*. São Paulo, Ed. Pini, 2ª ed., v.1, 1985, 277p.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

ARAÚJO, J.M. *Curso de concreto armado*. V. 1,2,3,4, Rio Grande/RS, 2ª. ed., Ed. Dunas, 2004.

CARVALHO, R.C. ; FIGUEIREDO FILHO, J.R. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado – Segundo a NBR 6118:2003*. São Carlos, EdUFSCar, 2ª. Ed., 2004, 374p.

MACGREGOR, J.G. *Reinforced concrete – Mechanics and design*. 3a ed., Upper Saddle River, Ed. Prentice Hall, 1997, 939p.

MEHTA, P.K. ; MONTEIRO, P.J.M. *Concreto – Estrutura, propriedades e materiais*. São Paulo, Ed. Pini, 1994, 673p.

NAWY, E.G. *Reinforced concrete – A fundamental approach*. Englewood Cliffs, Ed. Prentice Hall, 1985, 701p.