

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA

UNESP - Campus de Bauru/SP
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

2117 - ESTRUTURAS DE CONCRETO I

FUNDAMENTOS DO CONCRETO ARMADO

Prof. Dr. PAULO SÉRGIO BASTOS

(wwwp.feb.unesp.br/pbastos)

Bauru/SP
Set/2023

APRESENTAÇÃO

Este texto tem o objetivo de servir como notas de aula na disciplina 2117 – Estruturas de Concreto I, do curso de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia, da Universidade Estadual Paulista – UNESP, Campus de Bauru/SP. Encontram-se publicadas no **YOUTUBE** nove videoaulas da apostila, no canal “Paulo Sergio Bastos”.

No texto encontram-se os conceitos iniciais e diversas informações que formam a base para o entendimento do projeto e dimensionamento das estruturas de concreto. O conhecimento dos fundamentos do concreto estrutural é primordial para o aprendizado das disciplinas posteriores de Concreto Armado e Concreto Protendido, existentes no curso de Engenharia Civil.

Em linhas gerais o texto segue as prescrições contidas na norma NBR 6118/2023 (“*Projeto de estruturas de concreto*”), para o projeto e dimensionamento dos elementos estruturais de concreto.

Nesta disciplina – e na 2123 Estruturas de Concreto II – serão utilizadas diversas apostilas, disponibilizadas no endereço www.feb.unesp.br/pbastos, em “Disciplinas Lecionadas”.

Ao longo do curso de Engenharia Civil o estudante cursará três disciplinas de estruturas em Concreto Armado e uma de Concreto Protendido, com a possibilidade de cursar outras disciplinas optativas. As quatro disciplinas obrigatórias apresentam os conteúdos mais importantes e comuns do dia a dia das atividades do Engenheiro Estrutural, e ao final do curso o estudante estará apto a iniciar suas atividades no ramo do projeto estrutural de concreto.

Críticas e sugestões serão bem-vindas a fim de melhorar o texto.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Conceitos de Concreto Armado e Concreto Protendido	1
1.2 Fissuração no Concreto Armado	5
1.3 Histórico do Concreto Armado	6
1.4 Aspectos Positivos e Negativos das Estruturas de Concreto	7
1.5 Principais Normas	8
Teste seu conhecimento	9
Referências	9
2. MATERIAIS	11
2.1 Composição do Concreto	11
2.1.1 Cimento	12
2.1.2 Agregados	14
2.1.3 Água	15
2.2 Massa Específica do Concreto	16
2.3 Resistência do Concreto à Compressão	16
2.4 Resistência do Concreto à Tração	17
2.5 Resistência do Concreto no Estado Multiaxial de Tensões	20
2.6 Módulo de Elasticidade do Concreto	20
2.7 Coeficiente de Poisson e Módulo de Elasticidade Transversal do Concreto	22
2.8 Diagrama Tensão-Deformação do Concreto à Compressão	23
2.9 Diagrama Tensão-Deformação do Concreto à Tração	26
2.10 Deformações do Concreto	26
2.10.1 Deformação por Variação de Temperatura	26
2.10.2 Retração	27
2.10.3 Fluência	28
2.11 Aços para Armadura Passiva	29
2.11.1 Tipos de Superfície	29
2.11.2 Características Geométricas	30
2.11.3 Diagrama Tensão-Deformação	33
2.11.4 Soldabilidade	35
2.11.5 Arames	36
2.11.6 Telas Soldadas	36
2.11.7 Armaduras Prontas	36
Teste seu conhecimento	38
Referências	39

3.	FUNDAMENTOS	41
3.1	Requisitos de Qualidade da Estrutura e do Projeto	41
3.2	Durabilidade das Estruturas	42
3.2.1	Mecanismos Preponderantes de Deterioração do Concreto	42
3.2.2	Mecanismos Preponderantes de Deterioração da Armadura	42
3.2.3	Mecanismos de Deterioração da Estrutura	43
3.2.4	Agressividade do Ambiente	43
3.2.5	Cuidados na Drenagem	44
3.2.6	Qualidade do Concreto de Cobrimento	44
3.2.7	Espessura do Cobrimento da Armadura	45
3.2.8	Detalhamento das Armaduras	46
3.2.9	Controle da Fissuração	47
3.3	Segurança e Estados-Limites	47
3.3.1	Estados-Limites Últimos (ELU)	48
3.3.2	Estados-Limites de Serviço (ELS)	49
3.3.3	Verificação da Segurança	50
3.4	Resistências Característica e de Cálculo	50
3.4.1	Resistência Característica	50
3.4.2	Resistência de Cálculo	52
3.4.3	Coeficientes de Ponderação das Resistências	53
3.4.3.1	Estado-Limite Último (ELU)	53
3.4.3.2	Estado-Limite de Serviço (ELS)	54
3.5	Ações nas Estruturas de Concreto Armado	54
3.5.1	Ações Permanentes	54
3.5.1.1	Diretas	54
3.5.1.2	Indiretas	55
3.5.2	Ações Variáveis	55
3.5.2.1	Diretas	56
3.5.2.2	Indiretas	57
3.5.3	Ações Excepcionais	57
3.5.4	Valores Característicos das Ações	57
3.5.4.1	Ações Permanentes	58
3.5.4.2	Ações Variáveis	58
3.5.5	Valores Representativos	58
3.5.6	Combinações de Ações	58
3.5.6.1	Combinações Últimas	58
3.5.6.2	Combinações de Serviço	60
3.5.7	Valores de Cálculo e Coeficientes de Ponderação das Ações	60
3.5.7.1	Estado-Limite Último (ELU)	61
3.5.7.2	Estado-Limite de Serviço (ELS)	62
3.6	Estádios de Cálculo	62
3.7	Domínios de Deformações	63
3.7.1	Reta a	64
3.7.2	Domínio 1	65
3.7.3	Domínio 2	66
3.7.4	Domínio 3	66
3.7.5	Domínio 4	67
3.7.6	Domínio 4a	67
3.7.7	Domínio 5	68
3.7.8	Reta b	68
3.7.9	Determinação de x_{2lim} e x_{3lim}	69
	Teste seu conhecimento	70
	Referências	71

4.	ELEMENTOS ESTRUTURAIS	72
4.1	Classificação Geométrica dos Elementos Estruturais	72
4.1.1	Elementos Lineares	72
4.1.2	Elementos de Superfície	72
4.1.3	Elementos Tridimensionais	72
4.1.4	Laje	74
4.1.4.	Laje Maciça	75
4.1.4.	Lajes Lisa e Cogumelo	76
4.1.4.	Laje Nervurada	77
4.1.5	Viga	79
4.1.6	Pilar	82
4.1.7	Tubulão e Bloco de Fundação	85
4.1.8	Sapata	88
	Teste seu conhecimento	89
	Referências	89

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

O concreto é um material composto, constituído por cimento, água, agregado miúdo (areia) e agregado graúdo (pedra ou brita). O concreto pode também conter adições e aditivos químicos¹, com a finalidade de melhorar ou modificar suas propriedades básicas.

O concreto é obtido por um cuidadoso proporcionamento,² que define a quantidade de cada um dos diferentes materiais, a fim de proporcionar ao concreto diversas características desejadas, tanto no estado fresco quanto no estado endurecido.

De modo geral, na construção de um elemento estrutural em Concreto Armado, as armaduras de aço são previamente posicionadas dentro da fôrma (molde), e em seguida o concreto fresco é lançado para preencher a fôrma e envolver as armaduras, e simultaneamente o adensamento vai sendo feito. Após a cura e o endurecimento do concreto, a fôrma é retirada e assim origina-se a peça de Concreto Armado.

As estruturas de concreto são comuns em todos os países do mundo, caracterizando-se pela estrutura preponderante no Brasil. Comparada a estruturas com outros materiais, a disponibilidade dos materiais constituintes (concreto e aço) e a facilidade de aplicação, explicam a larga utilização das estruturas de concreto, nos mais variados tipos de obras, como edifícios de pavimentos, pontes e viadutos, reservatórios, barragens, pisos industriais, pavimentos rodoviários e de aeroportos, paredes de contenção, obras portuárias, canais, etc.

1.1 Conceitos de Concreto Armado e Concreto Protendido

Os materiais empregados nas construções da antiguidade eram a pedra natural (rocha), a madeira e o ferro. E muitas daquelas construções perduram até os dias de hoje, como pontes e castelos.

Um bom material para ser utilizado em uma estrutura é aquele que apresenta boas características de resistência e durabilidade. Nesse sentido, a pedra natural apresenta muito boa resistência à compressão e durabilidade elevada. No entanto, a pedra é um material frágil³ e tem baixa resistência à tração.

O concreto, como as pedras naturais, apresenta alta resistência à compressão, o que faz dele um excelente material para ser empregado em elementos estruturais primariamente submetidos à compressão, como por exemplo os pilares, mas, por outro lado, suas características de fragilidade e baixa resistência à tração restringem seu uso isolado em elementos submetidos totalmente ou parcialmente à tração, como tirantes⁴, vigas, lajes e outros elementos fletidos (NILSON, et al., 2010). Para contornar essas limitações, o aço é empregado em conjunto com o concreto, e convenientemente posicionado na peça de modo a resistir às tensões de tração. O aço também trabalha muito bem na resistência às tensões de compressão, e nos pilares auxilia o concreto. Um conjunto de barras de aço forma a armadura, que envolvida pelo concreto origina o Concreto Armado, um excelente material para ser aplicado na estrutura de uma obra. A Figura 1.1 mostra uma peça com o concreto sendo lançado e adensado, de modo a envolver e aderir à armadura.

O Concreto Armado alia as qualidades do concreto (baixo custo, durabilidade, boa resistência à compressão, ao fogo e à água) com as do aço (ductilidade⁵ e excelente resistência à tração e à compressão), o

¹ **Adições/Aditivos:** são “materiais que não sejam agregados, cimento e água, e que são adicionados à dosagem do concreto imediatamente antes ou durante a mistura.” (MEHTA e MONTEIRO, 2014)

² **Proporcionamento:** “processo de medição e introdução dos ingredientes no misturador para o preparo do concreto.” (MEHTA e MONTEIRO, 2014)

³ **Material frágil:** aquele que apresenta uma deformação plástica muito pequena até a ruptura.

⁴ **Tirante:** elemento linear destinado a transmitir forças de tração.

⁵ **Ductilidade:** representa o nível de deformação plástica antes da ruptura do material.

que permite construir elementos com as mais variadas formas e volumes, com relativa rapidez e facilidade, para os mais variados tipos de obra.



Figura 1.1 – Preenchimento de fôrma com concreto e adensamento interno com vibrador de agulha. (FONTE: ARQUEZ, 2010).

Outro aspecto positivo é que o aço, convenientemente envolvido e com um cobrimento⁶ adequado de concreto, fica protegido de corrosão, bem como quando submetido a elevadas temperaturas provocadas por incêndio (pelo menos durante um certo período de tempo).

Uma questão importante a ser observada para a existência do Concreto Armado é a necessidade de aderência entre o concreto e o aço, de modo que ambos trabalhem solidariamente, conjuntamente. Com a aderência, a deformação ϵ_s em um ponto da superfície da barra de aço e a deformação ϵ_c do concreto neste mesmo ponto são iguais, isto é: $\epsilon_c = \epsilon_s$. A NBR 6118 (itens 3.1.2, 3.1.3 e 3.1.5) apresenta as definições:

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

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: “qualquer armadura que não seja usada para produzir forças de protensão, isto é, que não seja previamente alongada”

No Concreto Armado a armadura é chamada **passiva**, o que significa que as tensões e deformações nela existentes devem-se exclusivamente às ações⁷ aplicadas na peça.

O trabalho conjunto entre o concreto e a armadura fica bem caracterizado na comparação de uma viga sem armadura (Concreto Simples, Figura 1.2a) e com armadura de flexão (Concreto Armado, Figura 1.2b). Supondo que as forças aplicadas sobre as vigas aumentem gradativamente de zero até a ruptura, a viga sem armadura rompe bruscamente tão logo inicia-se a primeira fissura, o que ocorre quando a tensão de tração atuante alcança a resistência do concreto à tração na flexão. Já a viga de Concreto Armado tem a capacidade resistente à flexão significativamente aumentada devido à existência da armadura.

A Figura 1.3 ilustra os diagramas de tensão normal em um caso simples de aplicação de tensões prévias de compressão em uma viga, onde M_p indica um momento fletor solicitante devido ao carregamento externo aplicado sobre a viga. O Concreto Protendido surgiu como uma evolução do Concreto Armado, com a ideia básica de aplicar tensões prévias de compressão na região da seção transversal que será tracionada posteriormente pela ação do carregamento externo aplicado na peça. Desse modo, as tensões de tração finais são diminuídas pelas tensões de compressão pré-aplicadas na peça (protensão). Assim, consegue-se diminuir os efeitos negativos da baixa resistência do concreto à tração.

⁶ **Cobrimento:** espessura da camada de concreto responsável pela proteção do aço da armadura em uma peça. Está apresentado no item 3.2.7.

⁷ **Ações:** “causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas.” (NBR 8681). As ações classificam-se em permanentes, variáveis e excepcionais.

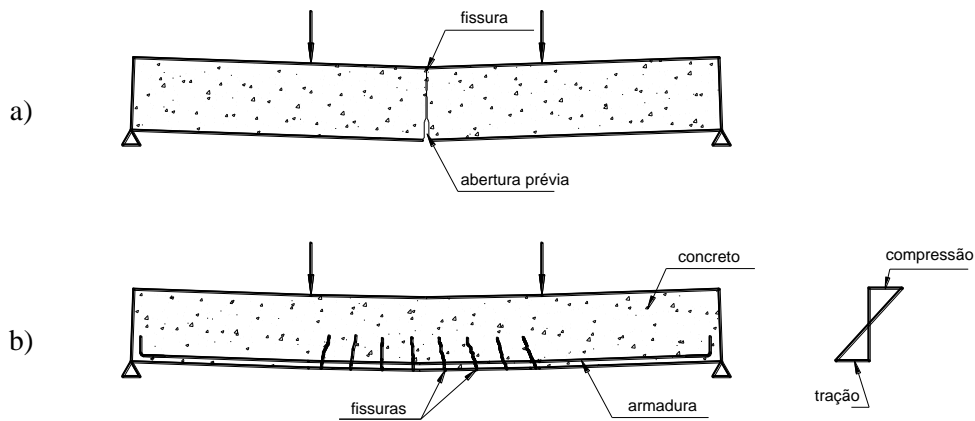


Figura 1.2 - Viga de concreto: a) sem armadura; b) com armadura. (FONTE: PFEIL, 1989).

A NBR 6118 (itens 3.1.4 e 3.1.6) apresenta as seguintes definições:

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, bem como propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado-limite último (ELU)”;

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

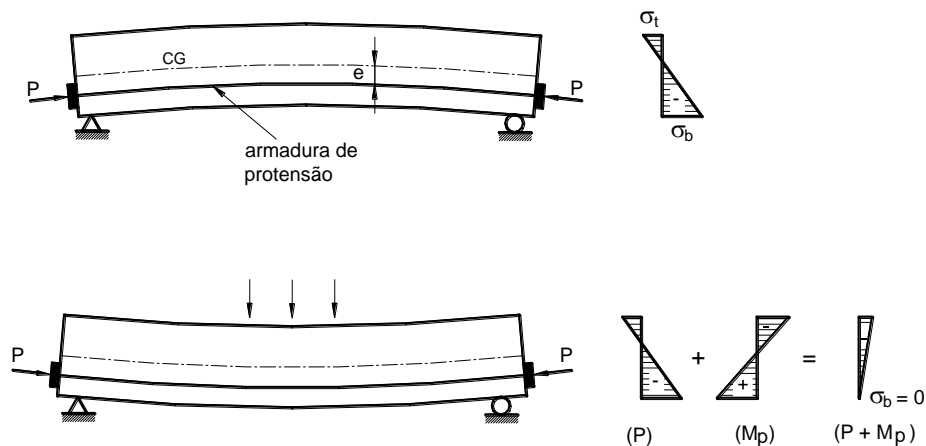


Figura 1.3 – Viga biapoiada em Concreto Protendido (FONTE: LEONHARDT e MÖNNIG, 1982).

No Concreto Protendido utilizam-se aços de protensão de elevada resistência (1.500 – 2.100 MPa) e concretos de resistências superiores aos geralmente aplicados no Concreto Armado, que proporcionam seções transversais menores, mais leves, eliminação de fissuras, e vãos significativamente maiores, com flechas menores.

São dois os processos principais aplicados na protensão de uma peça. No processo de **pré-tensão** (Figura 1.4) o aço de protensão é fixado em uma das extremidades da pista de protensão, e na outra extremidade um cilindro hidráulico estira (traciona) o aço, nele aplicando uma tensão de tração um pouco menor que a tensão correspondente ao limite elástico. Em seguida, o concreto é lançado na fôrma, envolve e adere ao aço de protensão. Após o endurecimento e decorrido o tempo necessário para o concreto adquirir resistência, o aço de protensão é solto (relaxado) das ancoragens e, como o aço tende elasticamente a voltar à deformação inicial (nula), ele aplica uma força (de protensão) que comprime o concreto de parte ou de toda a seção transversal da peça. Esse processo de aplicação da protensão é geralmente utilizado na produção intensiva de grandes quantidades de peças pré-moldadas, geralmente em pistas de protensão.

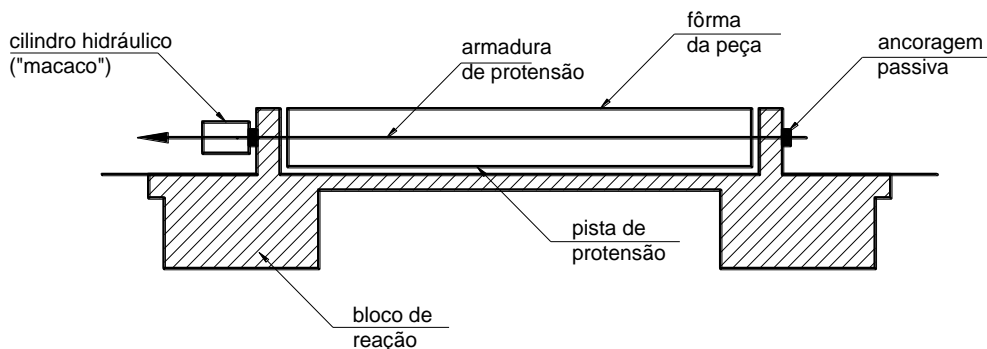


Figura 1.4 – Aplicação de protensão com pré-tensão.

No processo de **pós-tensão** primeiramente a peça de concreto é fabricada, contendo dutos (bainhas⁸) ao longo do comprimento da peça, que são posteriormente preenchidos com o aço de protensão (cordoalhas), de uma extremidade a outra (Figura 1.5). Quando o concreto apresenta a resistência suficiente, o aço de protensão, fixado em uma das extremidades, é estirado (tracionado) pelo cilindro hidráulico na outra extremidade, com o cilindro apoiando-se na própria peça. Esta operação provoca a aplicação de uma força que comprime o concreto de parte ou de toda a seção transversal na peça. Terminada a operação de estiramento, a armadura permanece fixada em ambas as extremidades da peça. A bainha pode ser totalmente preenchida com calda de cimento, para proporcionar aderência do aço de protensão com o concreto da peça. Há também peças fabricadas com **pós-tensão** com cordoalha engraxada (Figura 1.7 e Figura 1.8), de aplicação cada vez mais comum no Brasil.⁹

O Concreto Protendido apresenta estruturas muito diversificadas e uma grande variedade de aplicações, como pontes e viadutos, onde é preponderante, e em lajes de pavimentos e pisos em edifícios residenciais, comerciais ou industriais. O Concreto Protendido, especialmente com cordoalhas engraxadas, vem sendo cada vez mais aplicado no Brasil e no mundo, e por isso merece ser estudado em uma disciplina específica nos cursos de Engenharia Civil, de modo a proporcionar ao estudante as noções básicas para o projeto e a execução.

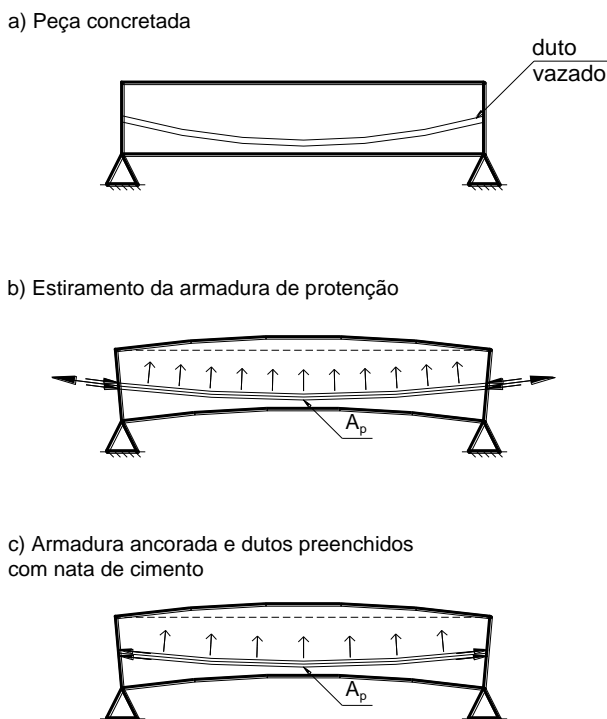


Figura 1.5 – Aplicação de protensão com pós-tensão.

⁸ **Bainha:** é um tubo geralmente metálico e corrugado onde é inserido o aço de protensão o qual pode se movimentar durante a operação de protensão. Posteriormente pode ser preenchido com nata de cimento para criar aderência entre o aço e o concreto da peça.

⁹ Ver BASTOS, P.S. *Fundamentos do Concreto Protendido*. Departamento Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista (UNESP, Bauru/SP), Abril/2021, 256p. Disponível em (30/08/2021): <http://wwwwp.feb.unesp.br/pbastos/Protendido/Ap.%20Protendido.pdf>

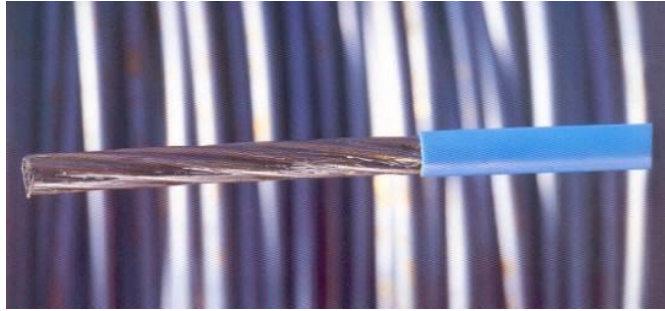


Figura 1.6 – Cordoalha engraxada de sete fios (Fonte: Catálogo ArcelorMittal).¹⁰



Figura 1.7 – Cordoalha de sete fios engraxada (Fonte: Fotografia do Autor).

1.2 Fissuração no Concreto Armado

A **fissura** é uma abertura de pequena espessura no concreto. O aparecimento de fissuras no Concreto Armado deve-se à baixa resistência do concreto à tração, caracterizando-se por um fenômeno natural, embora indesejável. A abertura das fissuras deve ser controlada, geralmente até 0,3 mm, a fim de atender condições de funcionalidade, estética, durabilidade e impermeabilização. O engenheiro projetista deve garantir que as fissuras apresentem aberturas menores que as aberturas limites estabelecidas pela NBR 6118. Dispondo-se barras de aço de pequeno diâmetro e de maneira distribuída, as fissuras terão apenas características capilares, não levando ao perigo de corrosão do aço (LEONHARDT e MÖNNIG, 1982).

As fissuras também surgem devido ao fenômeno da retração¹¹ no concreto, mas podem ser significativamente diminuídas com uma **cura** cuidadosa nos primeiros dias de idade do concreto, e com o uso de barras de aço dispostas próximas às superfícies externas da peça, a chamada **armadura de pele**.

Nas peças sob esforços de momento fletor e força normal, a armadura tracionada tem a deformação de alongamento limitada ao valor de 10 ‰ (10 mm/m), a fim de evitar fissuração exagerada no concreto. Desprezando o alongamento do concreto tracionado, o valor corresponde a uma fissuração de 1 mm de abertura para cada 10 cm de comprimento da peça. A Figura 1.8 ilustra as fissuras em uma viga após submetida a ensaio experimental.

¹⁰ ARCELORMITTAL. *Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido – Aços Longos*. Catálogo, s/d, 15p. Disponível em (21/09/2023): <https://brasil.arcelormittal.com/produtos-solucoes/construcao-civil/fios-e-cordoalhas?asCatalogo=pdf>

¹¹ **Retração**: diminuição do volume de pastas de cimento, argamassas e concretos, devida principalmente à perda de água, sem que exista qualquer tipo de carregamento. Classificada em retração plástica, química, hidráulica e por carbonatação (DINIZ et al., 2011).



Figura 1.8 – Fissuras em uma viga após ensaio experimental em laboratório (FONTE: FERRARI, 2007).

1.3 Histórico do Concreto Armado

A argamassa de cal já era utilizada 2000 anos antes de Cristo, na ilha de Creta, e no terceiro século a.C., os romanos descobriram uma fina areia vulcânica que, misturada com argamassa de cal, resultava em uma argamassa muito resistente e possível de ser aplicada sob a água (MACGREGOR, 1997). Os romanos também faziam uso de uma pozolana¹² de origem vulcânica, e misturada à areia, pedra e água, confeccionavam concretos que foram aplicados em construções que perduram até os dias de hoje, como o Panteão, construído durante o primeiro século da era Cristã (McCORMAC e NELSON, 2006).

Durante os vários séculos seguintes o concreto com pozolana foi perdido, até que na Inglaterra em 1824 Joseph Aspdin, após laboriosos experimentos, patenteou o cimento Portland, o qual foi produzido industrialmente somente após 1850.

Considera-se que o “cimento armado” surgiu na França, no ano de 1849, sendo um barco o primeiro objeto do material registrado pela História, do francês Joseph-Louis Lambot, apresentado oficialmente em 1855. O barco foi construído com telas de fios finos de ferro, preenchidas com argamassa de cimento.

Em 1850 o francês Joseph Mounier, um paisagista, fabricou tubos reforçados com ferro, vasos de flores com argamassa de cimento e armadura de arame, e depois reservatórios, escadas e uma ponte com vão de 16,5 m. Foi o início do que hoje se conhece como “Concreto Armado”.

Em 1850, o norte americano Thaddeus Hyatt fez uma série de ensaios de vigas e vislumbrou a verdadeira função das armaduras no trabalho conjunto com o concreto, mas seus estudos ganharam repercussão somente após a publicação em 1877.

Os alemães estabeleceram a teoria mais completa do novo material, 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 J. Mounier para empregar na Alemanha (McCORMAC e NELSON, 2006).

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

Outras datas significativas nos primeiros desenvolvimentos foram: 1880 – primeira laje armada com barras de aço de seção circular; 1897 – primeiro curso sobre Concreto Armado, na França; 1902 – E. Mörsch publica a primeira edição de seu livro de Concreto Armado, com resultados de numerosas experiências; 1902 a 1908 - publicados os trabalhos experimentais realizados por Wayss e Freytag.

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

O desenvolvimento do Concreto Armado no Brasil iniciou em 1901 no Rio de Janeiro, com a construção de galerias de água, e em 1904 com a construção de casas e sobrados. Em 1908 foi construída uma primeira ponte com 9 m de vão. Em São Paulo, em 1910 foi construída uma ponte com 28 m de comprimento. O primeiro edifício em São Paulo data de 1907, sendo um dos mais antigos do Brasil em “cimento armado”,

¹² **Material pozolânico:** “material silicoso ou sílico-aluminoso que por si só possui pouca ou nenhuma propriedade cimentícia, mas, quando finamente dividido e na presença de umidade, reage quimicamente com o hidróxido de cálcio, à temperatura ambiente, para formar compostos com propriedades cimentantes.” (DAL MOLIN, 2011). A pozolana de origem vulcânica é um exemplo.

com três pavimentos. A partir de 1924 quase todos os cálculos estruturais passaram a ser feitos no Brasil, com destaque para o engenheiro estrutural Emílio Baumgart¹³ (VASCONCELOS, 1985).

No século passado o Brasil colecionou diversos recordes, destacando-se: marquise da tribuna do Jockey Clube do Rio de Janeiro, com balanço de 22,4 m (1926); ponte Presidente Sodré em Cabo Frio, com arco de 67 m de v o (1926); edifício Martinelli em São Paulo, com 106,5 m de altura e 30 pavimentos (1925); elevador Lacerda em Salvador, com altura de 73 m (1930); ponte Emílio Baumgart em Santa Catarina, com vão de 68 m (1930); edifício “A Noite” no Rio de Janeiro, com 22 pavimentos (1928); Museu de Arte de São Paulo, com laje de 30 x 70 m (1969).

1.4 Aspectos Positivos e Negativos das Estruturas de Concreto

Dependendo do tipo de finalidade da obra, as estruturas podem ser construídas em concreto, aço, madeira ou Alvenaria Estrutural. A defini o do material da estrutura depende da sua disponibilidade e de alguns fatores, como (MACGREGOR, 1997):

a) Custo: os componentes do concreto são disponíveis em quase todas as regiões do Brasil.   importante calcular o custo global da estrutura considerando-se o custo dos materiais, da mão de obra e dos equipamentos, bem como o tempo necessário para a sua eleva o;

b) Adaptabilidade: as estruturas de concreto permitem as mais variadas formas, porque o concreto no estado fresco pode ser moldado com relativa facilidade, o que favorece o projeto arquitet nico. A estrutura, além de resistir às diversas a es atuantes, pode compor também a arquitetura. O concreto pré-moldado pode ser uma op o estrutural e arquitet nica   estrutura de concreto convencional;

c) Resistência ao fogo: uma estrutura deve resistir às elevadas temperaturas devidas ao fogo e permanecer intacta durante o tempo necessário para a evacua o de pessoas e permitir interromper o incêndio. As estruturas de concreto, sem prote o externa, tem uma resistência natural de 1 a 3 horas;

d) Resistência a choques e vibra es: as estruturas de concreto geralmente tem massa e rigidez que minimizam vibra es e oscila es, provocadas pelas a es de utiliza o e o vento. Os problemas de fadiga são menores e podem ser bem controlados;

e) Conserva o: desde que o projeto e a execu o tenham qualidade, as estruturas de concreto podem apresentar grande resistência às intempéries, aos agentes agressivos e às a es atuantes. Geralmente, os fatores mais importantes são a resistência do concreto e o correto posicionamento das armaduras, obedecendo os cobrimentos mínimos exigidos;

f) Impermeabilidade: o concreto comum, quando bem executado, apresenta muito boa impermeabilidade.

Os principais **aspectos negativos** das estruturas de concreto são os seguintes:

a) Baixa resistência   traço: a resistência do concreto   traço   baixa se comparada   sua resistência   compressão, cerca de apenas 10 %, o que o sujeita   fissura o. A armadura de aço, convenientemente projetada e disposta, minimiza esse problema, atuando de forma a restringir as aberturas das fissuras a valores aceitáveis, prescritos pelas normas de modo a não permitir a entrada de água e de agentes agressivos, e não prejudicar a estética e a durabilidade da estrutura. O Concreto Protendido pode ser uma op o ao Concreto Armado, especialmente no caso de ambientes muito agressivos, por possibilitar o projeto de peças sem fissuras, ou fissuras que possam surgir apenas sob carregamentos menos frequentes ao longo do tempo de vida útil da estrutura;

b) Fôrmas e escoramentos: a constru o da estrutura de concreto (moldado no local) requer fôrmas e escoramentos que necessitam ser montados e posteriormente desmontados, acarretando custos elevados de material e de mão de obra. Como op o, o concreto pré-moldado elimina a necessidade de escoramentos, reutiliza as fôrmas e diminui o tempo de constru o da estrutura;

¹³ **Emílio Baumgart:** considerado o “pai” do Concreto Armado no Brasil.

c) Baixa resistência do concreto por unidade de volume: o concreto apresenta baixa resistência comparativamente ao aço estrutural, e elevada massa específica (2.450 kg/m^3), o que resulta na necessidade de estruturas com elevados volumes e conseqüentemente pesos próprios muito elevados, caracterizando-se no principal aspecto negativo das estruturas de concreto. Por exemplo, considerando um aço estrutural com resistência de 250 MPa e massa específica de 7.850 kg/m^3 , o concreto deve ter resistência de 78 MPa para apresentar a mesma relação resistência/massa. Como a resistência dos concretos utilizados situa-se geralmente na faixa de 25 a 50 MPa, a elevada massa específica do concreto torna-se um aspecto negativo;

d) Alterações de volume com o tempo: o concreto pode fissurar sob alterações de volume provocadas pela retração e pela fluência¹⁴, o que pode dobrar a flecha em um elemento fletido.

1.5 Principais Normas

No século passado, a principal norma para projeto de estruturas de Concreto Armado foi a NB 1, cuja última edição ocorreu em 1978. Em 1980 a NB 1 teve sua nomenclatura e número substituídos, tornando-se NBR 6118. A versão de 1980 passou por longo processo de revisão e foi substituída em 2003, reeditada em 2007 e substituída pela versão de 2014. Em 2023, após novo processo de revisão, foi publicada a NBR 6118/2023, sendo esta a versão¹⁵ considerada neste texto. É importante considerar que a NBR 6118 trata apenas do projeto das estruturas de Concreto Armado e Protendido, porque as recomendações para a execução das estruturas de concreto fazem parte da NBR 14931.

A NBR 6118 define critérios gerais para o projeto de estruturas de concreto, que compõem os edifícios, pontes, obras hidráulicas, portos, aeroportos, etc., devendo ser complementada por outras normas para estruturas específicas. A norma *“estabelece os procedimentos e requisitos básicos para o projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, excluídas aquelas em que se utilizam concreto leve, pesado ou outros especiais.”* (NBR 6118, item 1.1). Ou seja, além dos concretos especiais¹⁶ leve¹⁷ e pesado¹⁸, outros também são excluídos pela norma, como o concreto massa¹⁹ e o concreto sem finos²⁰.

A NBR 6118 (item 1.2) *“se aplica às estruturas de concretos normais, identificados por massa específica seca compreendida entre $2\,000 \text{ kg/m}^3$ e $2\,800 \text{ kg/m}^3$, nas classes de resistência pertencentes ao grupo I (C20 a C50),²¹ e ao grupo II (C55 a C90), conforme classificação da NBR 8953.”* Segundo o item 1.5 da NBR 6118, *“No caso de estruturas especiais, como de elementos pré-moldados,²² pontes e viadutos, obras hidráulicas, arcos, silos, chaminés, torres, estruturas off-shore,²³ ou estruturas que utilizam técnicas construtivas não convencionais, como fôrmas deslizantes,²⁴ balanços sucessivos,²⁵ lançamentos progressivos,²⁶ concreto projetado²⁷ e concreto reforçado com fibras, as condições desta Norma ainda são*

¹⁴ **Fluência:** *“deformação lenta que acontece nos materiais devido à ação de cargas permanentes de longa duração, sendo normalmente um fenômeno indesejável e que diminui a vida útil de um determinado material.”* (ANDRADE, 2007)

¹⁵ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto*. NBR 6118, ABNT, 2023, 242p.

¹⁶ **Concreto especial:** aquele com características particulares visando melhorar propriedades ou corrigir deficiências do concreto convencional.

¹⁷ **Concreto leve:** *“são obtidos pela substituição total ou parcial dos agregados tradicionais por agregados leves”* e caracterizados por apresentarem massa específica seca abaixo de 2000 kg/m^3 (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2011).

¹⁸ **Concreto pesado:** concreto usado em blindagem contra radiação e com massa específica maior que cerca de 3200 kg/m^3 .

¹⁹ **Concreto massa:** *“aquele que necessita de cuidados especiais para a minimização dos efeitos das variações volumétricas e geração de calor decorrentes da hidratação do cimento.”* (MARQUES FILHO, 2011)

²⁰ **Concreto sem finos:** concreto sem areia, com alta porosidade, baixa massa específica e excelente permeabilidade.

²¹ O número que segue a letra C indica a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}), em MPa.

²² **Elemento pré-moldado:** *“elemento que é executado fora do local de utilização definitiva na estrutura, com controle de qualidade.”* (NBR 9062)

²³ **Estrutura off-shore:** são as estruturas compreendidas entre a costa e o alto-mar, como: plataformas de exploração, produção e distribuição de petróleo e gás, embarcações, instalações portuárias, estaleiros, bases de apoio, etc.

²⁴ **Fôrma deslizante:** fôrma para moldagem contínua de grandes superfícies de concreto, que é movimentada para receber novo lançamento de concreto conforme o concreto previamente lançado permita. Geralmente utilizada na construção de reservatórios de água, silos, chaminés, pilares de grandes dimensões, barragens, muros, pavimentos, etc.

²⁵ **Balanços sucessivos:** método geralmente aplicado na construção de pontes e viadutos de grandes vãos. Consiste na execução da estrutura em segmentos (aduelas), construídas a partir de um apoio e que avançam uma a uma em balanço, até o término da execução do vão. É indicado onde existe dificuldade na montagem de escoramento sob a estrutura, como em rios, vales e vias de tráfego.

²⁶ **Lançamentos progressivos:** método geralmente aplicado na construção de pontes, onde segmentos da estrutura da ponte são fabricados nas proximidades e deslocados na direção do vão até a posição final, quando em balanço são finalizados com a concretagem do tabuleiro para ocasionar a ligação com a seção previamente concluída.

²⁷ **Concreto projetado:** concreto transportado por tubulação ou mangueira e projetado em uma superfície sob pressão e em alta velocidade, e autocompactado simultaneamente (MEHTA e MONTEIRO, 2014; PRUDÊNCIO, 2011).

aplicáveis, sendo necessários a complementação e ajustes eventuais em pontos indicados nas Normas específicas.” Veja algumas definições nas notas de rodapé.

Por não constarem da NBR 6118, no projeto de estruturas sujeitas a ações sísmicas deve ser consultada a NBR 15421, e aquelas em situação de incêndio a NBR 15200. Além das normas citadas, entre outras as seguintes merecem destaque:

- NBR 6120 - Ações para o cálculo de estruturas de edificações
- NBR 6122 - Projeto e execução de fundações
- NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações
- NBR 7187 - Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto
- NBR 7191 - Execução de desenhos para obras de concreto simples ou armado
- NBR 7480 - Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Requisitos
- NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento
- NBR 9062 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado

Outras normas também importantes e de interesse no estudo das estruturas de concreto são as normas estrangeiras: MC-90 do COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON, o Eurocode 2 do EUROPEAN COMMITTEE STANDARDIZATION, e o ACI 318 do AMERICAN CONCRETE INSTITUTE).

Teste seu conhecimento

- 1) Qual a definição para concreto convencional e para concreto especial?
- 2) Quais são as funções do concreto e do aço nas peças de Concreto Armado?
- 3) Definir conceitualmente o Concreto Armado.
- 4) O que são armadura passiva e armadura ativa?
- 5) Em que instante ocorre a primeira fissura em uma viga submetida à flexão simples?
- 6) Definir Concreto Protendido.
- 7) Explicar como são os sistemas de aplicação da protensão de pré e pós-tensão.
- 8) Qual a máxima deformação de alongamento no concreto e na armadura?
- 9) Onde e como surgiu o Concreto Armado?
- 10) Em que época e quais as primeiras obras em Concreto Armado no Brasil?
- 11) Enumere as principais características das estruturas de Concreto Armado? Qual é o principal aspecto negativo?
- 12) Para quais tipos de concreto a NBR 6118 se aplica, e para quais não se aplica?

Referências

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Building code requirements for structural concrete*. ACI 318-19, 2019, 624p.
- ANDRADE, J.J.O. Propriedades Físicas e Mecânicas dos Materiais. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2007, v.1, p.203-236.
- ARQUEZ, A.P. *Aplicação de laminado de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) inserido em substrato de microconcreto com fibras de aço para reforço à flexão de vigas de concreto armado*. São Carlos. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2010, 242p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto*. NBR 6118, ABNT, 2023, 242p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*. NBR 8681, ABNT, 2003, 18p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência*. NBR 8953, ABNT, 2015, 3p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. NBR 9062, ABNT, 2017, 86p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Execução de estruturas de concreto armado, protendido e com fibras - Requisitos*. NBR 14931, ABNT, 2023, 85p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio*. NBR 15200, ABNT, 2012, 48p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas resistentes a sismos*. NBR 15421, ABNT, 2023, 27p.

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

DAL MOLIN, D.C.C. Adições minerais. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.1, p.261-309.

DINIZ, J.Z.F. ; FERNANDES, J.F. ; KUPERMAN, S.C. Retração e Fluência. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.1, p.672-703.

EUROPEAN COMMITTEE STANDARDIZATION. *Eurocode 2 – Design of concrete structures, Part 1-1, Part 1-2*. 2005.

FERRARI, V.J. *Reforço à flexão de vigas de concreto armado com manta de polímero reforçado com fibras de carbono (prfc) aderido a substrato de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho*. São Carlos. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2007, 310p.

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.

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

MARQUES FILHO, J. Concreto Massa e Compactado com Rolo. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.2, p.1400-1447.

McCORMAC, J.C. ; NELSON, J.K. *Design of reinforced concrete – ACI 318-05 Code Edition*. 7ª ed., John Wiley & Sons, 2006, 721p.

MEHTA, P.K. ; MONTEIRO, P.J.M. *Concreto – Microestrutura, Propriedades e Materiais*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2ª ed., 2014, 782p.

NILSON, A.H. ; DARWIN, D. ; DOLAN, C.W. *Design of concrete structures*. 14ª ed., McGraw Hill Higher Education, 2010, 795p.

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

PRUDÊNCIO JR, L.R. Concreto Projetado. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.2, p.1367-1397.

ROSSIGNOLO, J.A. ; AGNESINI, M.V.C. Concreto Leve Estrutural. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.2, p.1531-1568.

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

CAPÍTULO 2

2. MATERIAIS

Para compreender o comportamento, projetar e dimensionar as estruturas de concreto, primeiramente é necessário conhecer as características e as propriedades dos dois principais materiais, o concreto e o aço. Na sequência, de posse desses conhecimentos, estuda-se o Concreto Armado, considerando o trabalho conjunto e solidário dos dois materiais.

2.1 Composição do Concreto

O concreto é um material composto, constituído por cimento, água, agregado miúdo (areia) e agregado graúdo (brita ou pedra), sendo mais comum a brita 1 (Figura 2.1), e pode conter adições e aditivos químicos, com a finalidade de melhorar ou modificar suas propriedades básicas. São exemplos de adições a cinza volante²⁸, a pozolana natural²⁹, a sílica ativa³⁰, metacaulim³¹, entre outras. O concreto também pode conter outros materiais, como pigmentos coloridos, fibras³², agregados especiais, etc. No caso de aditivos, são largamente empregados os plastificantes³³ e os superplastificantes, para reduzir a quantidade de água do concreto e possibilitar a trabalhabilidade necessária³⁴ (HARTMANN et al., 2011).

A tecnologia do concreto busca a proporção ideal entre os diversos constituintes, procurando atender simultaneamente as propriedades requeridas (mecânicas, físicas e de durabilidade), e apresentar trabalhabilidade a fim de possibilitar o transporte, lançamento e adensamento do concreto para cada caso de aplicação (HELENE e ANDRADE, 2007).³⁵

²⁸ **Cinza volante:** “material finamente particulado proveniente da queima – com o objetivo de gerar energia - de carvão pulverizado em usinas termoelétricas.” (DAL MOLIN, 2011).

²⁹ **Pozolana natural:** “materiais de origem vulcânica, geralmente ácidos, ou de origem sedimentar.” (DAL MOLIN, 2011). Existem também pozolanas artificiais.

³⁰ **Sílica ativa:** subproduto resultante do processo de obtenção do ferro-silício e do silício-metálico, o primeiro destinado à produção de aços comuns e o segundo utilizado na fabricação de silicone, semicondutores e células solares (DAL MOLIN, 2011).

³¹ **Metacaulim** “é uma adição mineral aluminossilicosa obtida, normalmente, da calcinação, entre 600 e 900 °C, de alguns tipos de argilas, como as caulínicas e os caulins de alta pureza.” (DAL MOLIN, 2011).

³² **Fibras** “são elementos descontínuos, cujo comprimento é bem maior que as dimensões da seção transversal.” (SBRIGHI NETO, 2011). Podem ser de diversos tipos e materiais: de aço, polipropileno (microfibras de monofilamentos ou fibriladas, e macrofibras poliméricas), vidro, carbono, náilon, madeira, sisal, etc. As **fibras** atuam como ponte de transferência de tensão nas fissuras, e podem: aumentar a resistência à tração e a ductilidade dos concretos (o concreto deixa de ter comportamento frágil); melhorar o comportamento no estado fresco e no processo de endurecimento; serem utilizadas para o controle de fissuração plástica em pavimentos; reduzir a propagação das fissuras; atuar como reforço do concreto endurecido, podendo diminuir ou substituir a armadura convencional, o que aumenta a capacidade de reforço pós-fissuração do compósito; aumentar a resistência a cargas explosivas e dinâmicas em geral (a resistência do compósito é de três a dez vezes maior); aumentar a resistência à fadiga, com o aumento do número de ciclos necessários para a ruptura, sendo neste caso indicadas para aplicações em pavimentos (rodovias, aeroportos, pisos industriais), dormentes ferroviários, base de máquinas, etc.) (FIGUEIREDO, 2011).

³³ **Aditivos plastificantes e superplastificantes:** “Os aditivos redutores de água são também conhecidos como plastificantes e superplastificantes, dependendo da redução da quantidade de água de amassamento para uma determinada consistência (trabalhabilidade). Enquanto os aditivos plastificantes (ou redutores de água de eficiência normal) permitem uma redução de água de pelo menos 5 %, os superplastificantes podem reduzir a água da mistura em até 40 %. [...] além de permitirem a redução da relação água/cimento para uma dada consistência da mistura, podem também conferir aumento de fluidez se a quantidade original de água da mistura for mantida constante.” (CINCOTTO, 2011).

³⁴ No item 7.4.4 a NBR 6118 coloca: “**Não é permitido o uso de aditivos à base de cloreto em estruturas de concreto, devendo ser obedecidos os limites estabelecidos na ABNT NBR 12655.**”

³⁵ Para conhecer melhor as características e propriedades dos materiais do concreto, bem como a definição das proporções dos seus constituintes, recomendamos o estudo do livro: MEHTA, P.K. ; MONTEIRO, P.J.M. *Concreto – Microestrutura, Propriedades e Materiais*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2ª ed., 2014, 782p. Outras Referências indicadas são:

1) NEVILLE, A.M. *Propriedades do concreto*. São Paulo, Ed. Pini, 2a ed., 1997, 828p.



Figura 2.1 – Materiais básicos constituintes do concreto.

Como mostrado na Figura 2.2, pode-se indicar esquematicamente 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 brita. A pasta preenche os espaços vazios entre as partículas de agregados, e com as reações químicas de hidratação do cimento, a pasta endurece, formando, em conjunto com os agregados, um material sólido (PFEIL, 1985).



Figura 2.2 – Fases do concreto.

2.1.1 Cimento

O cimento Portland foi criado na Inglaterra em 1824, e teve a produção industrial iniciada em 1850. É constituído de um pó fino com propriedades aglomerantes, aglutinantes ou ligantes, que endurece sob ação da água, e que após endurecido não se decompõe mesmo que seja novamente submetido à ação da água (ABCP, 2002). O clínquer é o seu principal elemento (Figura 2.3), um material obtido da mistura de rocha calcária britada e moída e argila, e eventuais corretivos químicos, submetida a calor intenso de 1.450°C e posterior resfriamento, formando pelotas (o clínquer). A moagem do clínquer, adicionado de 3 a 5 % de sulfato de cálcio com o objetivo de regular o tempo de pega, origina o cimento Portland comum (BATTAGIN, 2011).

Quando outras matérias-primas (adições) são adicionadas ao clínquer no processo de moagem, são modificadas as propriedades e originados diferentes tipos de cimento, os cimentos Portland compostos (BATTAGIN, 2011; CINCOTTO, 2011). As principais adições são o gesso, o filer³⁶ calcário, a escória de alto-forno³⁷ e os materiais pozolânicos e carbonáticos³⁸.

2) ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2v, 2011.

3) ISAIA, G.C. (ed.). *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2v, 2007.

4) ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto – Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2v,) 2005.

5) BAUER, L.A.F. *Materiais de Construção*. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora, 5a ed., 2v, 2000.

6) HELENE, P. ; TERZIAN, P. *Manual de dosagem e controle do concreto*. São Paulo, Ed. Pini, 1993, 349p.

³⁶ **Filer**: material finamente dividido, sem atividade química, com ação apenas de efeito físico de empacotamento granulométrico (DAL MOLIN, 2011).

³⁷ **Escória de alto-forno**: resíduo (subproduto) não metálico proveniente da produção do ferro gusa na indústria siderúrgica (MEHTA e MONTEIRO, 2014; DAL MOLIN, 2011).

Os tipos de cimento Portland que existem no Brasil diferem em função da composição, como o cimento comum, o composto, o de alto-forno, o pozolânico, 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 2.1, alguns são de uso mais comum, dependendo da região do Brasil, em função principalmente da disponibilidade. O cimento CPV-ARI tem destaque, especialmente na fabricação de estruturas pré-moldadas.



Figura 2.3 – Clínter para fabricação de cimento.

Tabela 2.1 – Tipos de cimento Portland normalizados no Brasil.
(FONTE: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND, 2002; BATTAGIN, 2011)

Nome técnico	Identificação do tipo
Comum	CP I ^{a)}
Comum com adição	CP I-S ^{a)}
Composto com escória	CP II-E ^{a)}
Composto com pozolana	CP II-Z ^{a)}
Composto com fíler	CP II-F ^{a)}
Alto-forno	CP III ^{a)}
Pozolânico	CP IV ^{b)}
Alta resistência inicial	CP V-ARI
Branco estrutural	CPB ^{a)}

Notas: a) fabricado nas classes de resistência à compressão de 25, 32 ou 40 MPa;
b) fabricado nas classes 25 ou 32 MPa.

Os cinco tipos básicos de cimento Portland mostrados na Tabela 2.1 podem ser **resistentes a sulfatos**, designados pela sigla RS, como por exemplo o CP II-F-32RS. Oferecem resistência aos meios agressivos sulfatados, como aqueles de redes de esgoto residenciais ou industriais, água do mar, do solo, etc. (BATTAGIN, 2011). Outro aspecto também importante na definição do tipo de cimento refere-se ao calor gerado na hidratação do cimento, onde para grandes volumes de concreto são indicados os cimentos de **baixo calor de hidratação**, com o sufixo BC, do tipo CP III e CP IV, como mostrado na Tabela 2.2.

No comércio o cimento é geralmente fornecido em sacos de 50 kg e por vezes também em sacos de 25 kg. O cimento do tipo ARI (alta resistência inicial) pode ser encontrado em sacos de 40 e 50 kg, dependendo do fabricante. Centrais fabricantes de concreto adquirem o cimento a granel diretamente dos fabricantes e em grandes quantidades.³⁹

³⁸ **Material carbonático:** “Matéria-prima utilizada na fabricação do cimento. Possui ação predominantemente física. Devido ao seu tamanho e formato, confere maior compacidade, melhor trabalhabilidade e menor tendência à fissuração em argamassas e concretos.” (CIMENTO NACIONAL, s/d).

³⁹ Para melhor conhecimento sobre o cimento, como fabricação, constituintes, propriedades, tipos, reações químicas, etc., recomendamos as seguintes Referências:

1) MEHTA, P.K. ; MONTEIRO, P.J.M. *Concreto – Microestrutura, Propriedades e Materiais*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 3a ed., 2008, 674p.

2) NEVILLE, A.M. *Propriedades do concreto*. São Paulo, Ed. Pini, 2a ed., 1997, 828p.

3) BAUER, L.A.F. *Materiais de Construção*. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora, 5a ed., 2v, 2000.

Tabela 2.2 – Características conferidas a concretos e argamassas em função do tipo de cimento.

Característica	Tipo de Cimento					
	Comum e Composto	Alto forno	Pozolânico	Alta resistência inicial	Resistente a sulfatos	Branco estrutural
Resistência à compressão	Padrão	Menor nos primeiros dias e maior no final da cura	Menor nos primeiros dias e maior no final da cura	Muito maior nos primeiros dias	Padrão	Padrão
Calor gerado na reação do cimento com a água	Padrão	Menor	Menor	Maior	Padrão	Maior
Impermeabilidade	Padrão	Maior	Maior	Padrão	Padrão	Padrão
Resistência aos agentes agressivos (água do mar e esgotos)	Padrão	Maior	Maior	Menor	Maior	Menor
Durabilidade	Padrão	Maior	Maior	Padrão	Maior	Padrão

2.1.2 Agregados

Os **agregados** podem ser definidos como os *materiais granulosos e inertes constituintes das argamassas e concretos* (BAUER, 2000). São muito importantes no concreto porque constituem cerca de 70 a 80 % da sua composição, e porque influenciam várias de suas propriedades.

O concreto tem evoluído na direção de um maior teor de argamassa, com a diminuição da quantidade de agregado graúdo, de forma a produzir traços mais trabalháveis e melhor bombeáveis. O uso cada vez mais intenso de concreto **autoadensável**⁴⁰ tem colocado os agregados, especialmente os finos, em evidência (SBRIGHI NETO, 2011). Os agregados são classificados quanto à origem em naturais, britados, artificiais e reciclados:⁴¹

- **naturais**: aqueles encontrados na natureza, como pedregulho, também chamado cascalho ou seixo rolado (Figura 2.4), areia de rio e de cava, etc.
- **britados**: aqueles que passaram por britagem, como pedra britada, pedrisco, pedregulho britado, areia britada, etc.
- **artificiais**: aqueles resultantes de algum processo industrial, como argila expandida, vermiculita, etc.

Quanto à dimensão dos grãos, os agregados miúdos e graúdos são classificados do seguinte modo:

- **agregado miúdo**: aquele cujos grãos passam pela peneira com abertura de malha de 4,75 mm e ficam retidos na peneira com abertura de malha de 0,075 mm;
- **agregado graúdo**: aquele cujos grãos passam pela peneira com abertura de malha de 152 mm e ficam retidos na peneira com abertura de malha de 4,75 mm.

No comércio é comum encontrar as britas com a seguinte numeração e dimensão máxima (Figura 2.4):

- brita 0 – 9,5 mm (pedrisco);
- brita 1 – 19 mm;
- brita 2 – 38 mm;

4) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. *Guia básico de utilização do cimento Portland*. Boletim Técnico – BT 106. São Paulo, ABCP, 2002, 27p.

5) BATTAGIN, A.F. Cimento Portland. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.1, p.184-232.

6) CINCOTTO, M.A. Reações de Hidratação e Pozolânicas. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.1, p.381-413.

⁴⁰ **Concreto autoadensável**: é um concreto especial que no estado fresco diferencia-se do concreto convencional por apresentar elevadas fluidez, deformabilidade e estabilidade da mistura, que proporcionam três características básicas e essenciais: habilidade de preencher espaços nas fôrmas, habilidade de passar por restrições e capacidade de resistir à segregação. Não requer adensamento e sua aplicação é mais fácil, rápida, necessita menos mão de obra, pode ser produzido em centrais dosadoras tradicionais e tem os mesmos materiais utilizados no concreto convencional (brita, areia, cimento, adições e aditivos) (REPETTE, 2011).

⁴¹ **Agregado reciclado**: podem ser resíduos industriais granulares que tenham propriedades adequadas ao uso como agregado ou proveniente do beneficiamento de entulho de construção ou demolição selecionado para esta aplicação (SBRIGHI NETO, 2011).

No passado era comum a mistura de britas 1 e 2 para a confecção de concretos, mas hoje porém, a maioria dos concretos feitos para as obras correntes utiliza apenas a brita 1 como agregado graúdo. Peças cujas dimensões e *taxas de armadura*⁴² propiciem a utilização de concretos com brita 2 devem ser verificadas, porque podem diminuir o custo da estrutura.

A massa unitária dos agregados naturais varia geralmente de 1.500 a 1.800 kg/m³, e resultam concretos comuns com massa específica em torno de 2.400 kg/m³. Outros agregados, chamados leves e pesados, podem ser aplicados na produção de concretos especiais (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2011; REPETTE, 2011).

Um aspecto muito importante a ser considerado na escolha dos agregados refere-se à questão da reação álcali-agregado⁴³, que afeta o comportamento e a durabilidade do concreto. Análises prévias devem ser feitas a fim de evitar esse problema, que se ocorrer pode trazer sérias consequências para a durabilidade da estrutura.



a) brita 0 (pedrisco);



b) brita 1;



c) brita 2;



d) seixo rolado.

Figura 2.4 – Agregados graúdos como geralmente encontrados no comércio (REPETTE, 2011).

2.1.3 Água

A água é necessária no concreto para possibilitar as reações químicas de hidratação do cimento, reações essas que garantem as propriedades de resistência e durabilidade do concreto. A água é vital no concreto porque, juntamente com o cimento, produz a matriz resistente que aglutina os agregados e confere ao concreto a durabilidade e a vida útil prevista no projeto das estruturas. Além disso, a água promove a diminuição do atrito por meio de película envolvente aos grãos, promovendo aglutinação do agregado pela pasta de cimento, fornecendo a coesão⁴⁴ e consistência⁴⁵ necessárias para que o concreto no estado plástico⁴⁶ possa ser produzido, transportado e colocado nas fôrmas sem perda da sua homogeneidade (ISAIA, 2011).

⁴² **Taxa de armadura:** razão entre a quantidade de armadura e a área da seção transversal de concreto da peça.

⁴³ **Reação álcali-agregado:** reação expansiva que ocorre no concreto endurecido, provocando fissuras e deformações, e que se origina do sódio e do potássio presentes no cimento, em reação com alguns tipos de minerais reativos, presentes no agregado (SBRIGHI NETO, 2011).

⁴⁴ **Coesão:** resistência do concreto à segregação. “É uma medida da facilidade de adensamento e de acabamento.” (MEHTA e MONTEIRO, 2014)

A água de abastecimento público é considerada adequada para uso em concreto. Água salobra somente pode ser usada para concreto não armado, dependendo de ensaio, mas não é adequada para Concreto Armado ou Protendido. Demais tipos de água, como de fontes subterrâneas, natural de superfície, pluvial, residual industrial, de esgoto, de esgoto tratado, de reuso de estação de tratamento de esgoto, etc., devem ser verificadas conforme a NBR 15.900.

No caso da cura do concreto, são importantes a quantidade de água, o tempo de cura e a qualidade da água. Águas com algumas características devem ser evitadas, como águas pura, mole e destiladas (ISAIA, 2011). A cura do concreto com água é a forma mais efetiva de prevenir o aparecimento de fissuras durante o período inicial de endurecimento do concreto, e de possibilitar o desenvolvimento adequado das reações químicas de hidratação do cimento. A manutenção da superfície de concreto saturada de água previne a evaporação da água contida no concreto para o meio ambiente, o que impede ou dificulta o aparecimento de fissuras por retração⁴⁷ plástica⁴⁸ e retarda a retração hidráulica⁴⁹, proporcionando à microestrutura da pasta de cimento tempo suficiente para resistir às tensões de tração resultantes da retração hidráulica.

2.2 Massa Específica do Concreto

A massa específica dos concretos comuns varia em torno de 2.400 kg/m^3 . Por isso a NBR 6118 (item 8.2.2) determina que se a massa específica real não for conhecida, para efeito de cálculo 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.

No caso da massa específica do concreto simples ser conhecida pode-se acrescentar 100 a 150 kg/m^3 para definir o valor da massa específica do Concreto Armado. É importante salientar que a NBR 6118 aplica-se aos concretos com massa específica (ρ_c) entre 2.000 e 2.800 kg/m^3 , com materiais secos em estufa.

2.3 Resistência do Concreto à Compressão

No projeto de estruturas de concreto o *engenheiro estrutural* especifica a resistência característica do concreto à compressão aos 28 dias, o f_{ck} , e o toma como parâmetro básico no cálculo dos elementos estruturais (vigas, lajes, pilares, etc.). Para a estrutura atender os requisitos de segurança e durabilidade, o concreto dessa estrutura deve ter a resistência f_{ck} especificada pelo *engenheiro projetista* (HELENE e ANDRADE, 2007).

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, moldados conforme a NBR 5738. Um corpo de prova cilíndrico menor, com dimensões de 10 cm por 20 cm, também é muito utilizado, especialmente no caso de concretos de resistências à compressão elevadas ($> 30 \text{ MPa}$), Figura 2.5. Países europeus adotam corpos de prova cúbicos, com arestas de dimensão de 15 ou 20 cm.

O ensaio para determinar a resistência característica à compressão é feito em uma prensa hidráulica na idade de 28 dias a partir da moldagem, conforme a NBR 5739 (Figura 2.6). A resistência em idades diferentes de 28 dias pode também ser requerida.

A estimativa da resistência média à compressão (f_{cmj}), correspondente a uma resistência f_{ckj} especificada, deve ser feita como indicado na NBR 12655 (NBR 6118, item 8.2.4).

“A evolução da resistência à compressão com a idade deve ser obtida por ensaios especialmente executados para tal. Na ausência desses resultados experimentais, pode-se adotar, em caráter orientativo, os valores indicados em 12.3.3.” (NBR 6118, item 8.2.4).

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

Grupo I: C20, C25, C30, C35, C40, C45, C50;

Grupo II: C55, C60, C70, C80, C90, C100.

⁴⁵ **Consistência:** maior ou menor capacidade do concreto de se deformar sob a ação da sua própria massa.

⁴⁶ **Estado plástico:** concreto no estado fresco.

⁴⁷ **Retração:** diminuição do volume de pastas de cimento, argamassas e concretos devida principalmente à perda de água, sem que exista qualquer tipo de carregamento (DINIZ et al., 2011).

⁴⁸ **Retração plástica:** “deve-se à perda de água na superfície do concreto ainda no estado plástico.” (DINIZ et al., 2011). Ou “redução do volume do concreto fresco, devida à secagem rápida do concreto fresco, quando a taxa de perda de água da superfície excede a taxa disponível de água exsudada (nas lajes).” (MEHTA e MONTEIRO, 2014)

⁴⁹ **Retração hidráulica (ou por secagem):** retração associada à perda de umidade para o meio ambiente.



Figura 2.5 – 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 2.6 – Corpo de prova cilíndrico em ensaio em prensa hidráulica para determinação da resistência à compressão do concreto (Fotografia de Obede B. Faria).

A NBR 8953 também define os concretos C10 e C15, mas que não se aplicam para fins estruturais. A versão de 2023 da NBR 6118 aplica-se aos concretos dos dois grupos de resistência, excluído o C100.

Durante décadas do século passado foi muito comum a aplicação de concretos com resistências à compressão (f_{ck}) de 13,5, 15 e 18 MPa. Na década de 90 passaram a ser mais comuns os concretos de resistência 20 e 25 MPa. A versão de 2003 da NBR 6118 passou a exigir concretos com resistência de 20 MPa ou superior para as estruturas de Concreto Armado, ficando o concreto C15 destinado somente às estruturas de fundações e de obras provisórias. A elevação da resistência para o valor mínimo de 20 MPa objetivou aumentar a durabilidade das estruturas. Em função da agressividade do ambiente na qual a estrutura está inserida, concretos de resistências superiores ao C20 podem ser requeridos, como apresentado no capítulo seguinte.

2.4 Resistência do Concreto à Tração

A resistência do concreto à tração varia entre 8 e 15 % da resistência à compressão (MEHTA e MONTEIRO, 2014). O conhecimento da resistência do concreto à tração é uma importante característica desse material, particularmente na determinação da fissuração (momento fletor de primeira fissura e verificação da abertura da fissura), no dimensionamento de vigas à força cortante e na resistência de aderência entre o concreto e a barra de aço.

São três os tipos de ensaio comumente realizados para a determinação da resistência do concreto à tração: **tração direta**, **tração indireta** e **tração na flexão**. O ensaio de tração direta é mais difícil de ser executado, porque exige dispositivos especiais (garras metálicas) e prensa universal, capaz de aplicar força de tração. Os ensaios de **tração indireta** e **tração na flexão** surgiram buscando contornar essas dificuldades, e o resultado serve como parâmetro para a estimativa da resistência à **tração direta**, como permitida pela NBR 6118.

A resistência à **tração indireta** ($f_{ct,sp}$) é determinada no ensaio de compressão diametral, prescrito na NBR 7222, desenvolvido por F.L. Lobo Carneiro na década de 50, sendo o ensaio conhecido mundialmente por *Brazilian test* ou *splitting test*. O ensaio consiste em comprimir longitudinalmente o corpo de prova cilíndrico 15 x 30 cm segundo a direção do seu diâmetro, como mostrado na Figura 2.7. Quando as tensões de compressão (σ_{II}) são aplicadas no corpo de prova, ocorrem ao mesmo tempo tensões de tração (σ_I) perpendiculares na direção diametral, horizontais, que causam o rompimento do corpo de prova, separando-o em duas partes. Essas tensões de tração são chamadas tensões de fendilhamento⁵⁰.

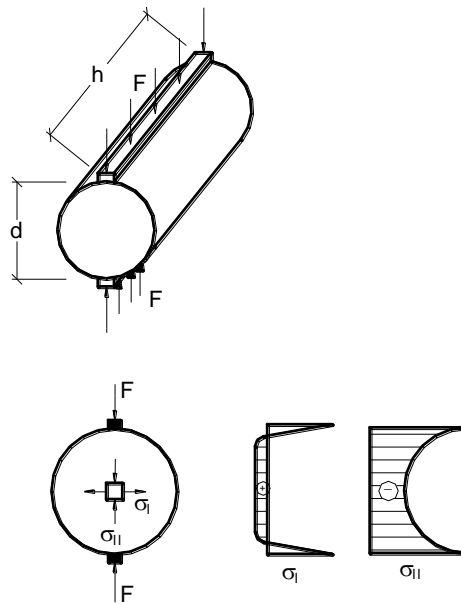


Figura 2.7 – Resistência do concreto à tração determinada por ensaio de compressão diametral. (FONTE: SÜSSEKIND, 1985).

A resistência do concreto à **tração indireta por compressão diametral** é determinada pela equação:

$$f_{ct,sp} = \frac{2F}{\pi d h} \quad \text{Eq. 2.1}$$

com as notações indicadas na Figura 2.7.

A NBR 6118 (item 8.2.5) permite estimar a resistência à **tração direta** (f_{ct}) como 90 % da resistência à tração por compressão diametral:

$$f_{ct} = 0,9 f_{ct,sp} \quad \text{Eq. 2.2}$$

A resistência à **tração na flexão** ($f_{ct,f}$), determinada conforme a NBR 12142, consiste em submeter uma viga de concreto simples ao ensaio de flexão simples, como mostrado na Figura 2.8 e Figura 2.9. A viga é submetida a duas forças concentradas iguais, aplicadas nos terços do vão. Em normas estrangeiras são encontradas outras configurações para o ensaio, com corpos de prova e vãos diferentes dos prescritos pela norma brasileira.

⁵⁰ **Tensões de fendilhamento** são as tensões de tração transversais que surgem quando são aplicadas forças de compressão em um volume de concreto. Originam o esforço de fendilhamento e as fissuras de fendilhamento, que podem ser combatidas pela armadura de fendilhamento.

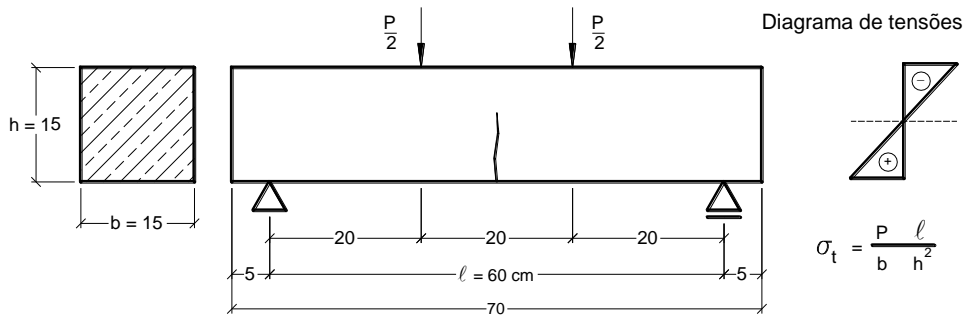


Figura 2.8 – Resistência do concreto à tração determinada por ensaio de tração na flexão.
(FONTE: SÜSSEKIND, 1985).

Quando a tensão de tração atuante na viga alcança a resistência do concreto à tração na flexão e provoca uma fissura, geralmente posicionada entre as forças aplicadas, imediatamente ocorre a ruptura da viga. A resistência à **tração na flexão** corresponde à tensão aplicada na fibra mais tracionada, no instante da ruptura, sendo avaliada pela equação:

$$f_{ct,f} = \frac{P \ell}{b h^2} \quad \text{Eq. 2.3}$$



Figura 2.9 – Ensaio de resistência à tração na flexão.

A resistência à tração máxima na flexão é também chamada *módulo de ruptura*. A estimativa da resistência à **tração direta** em função da resistência à **tração na flexão** é dada por (NBR 6118, item 8.2.5):

$$f_{ct} = 0,7 f_{ct,f} \quad \text{Eq. 2.4}$$

Na falta de ensaios para determinação dos valores das resistências $f_{ct,sp}$ e $f_{ct,f}$, a **resistência média à tração direta** pode ser avaliada em função da resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}), por meio das expressões (NBR 6118, item 8.2.5):

a) para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa

$$f_{ct,m} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad \text{Eq. 2.5}$$

com $f_{ct,m}$ e f_{ck} em MPa. Sendo os valores mínimo ($f_{ctk,inf}$) e máximo ($f_{ctk,sup}$) para a resistência à tração direta dados por:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad \text{Eq. 2.6}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ct,m} \quad \text{Eq. 2.7}$$

b) para concretos com $f_{ck} > 50$ MPa

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln [1 + 0,1 (f_{ck} + 8)] \quad \text{Eq. 2.8}$$

com $f_{ct,m}$ e f_{ck} em MPa. Sendo $f_{ckj} \geq 7$ MPa, a Eq. 2.5 a Eq. 2.8 podem também ser usadas para idades diferentes de 28 dias.

2.5 Resistência do Concreto no Estado Multiaxial de Tensões

Conforme o item 8.2.6 da NBR 6118, estando o concreto submetido às tensões principais $\sigma_3 \geq \sigma_2 \geq \sigma_1$, deve-se ter:

$$\sigma_1 \geq -f_{ctk} \quad \text{Eq. 2.9}$$

$$\sigma_3 \leq f_{ck} + 4 \sigma_1 \quad \text{Eq. 2.10}$$

sendo as tensões de compressão consideradas positivas e as de tração negativas, o estado multiaxial de tensões deve ser verificado conforme mostrado na Figura 2.10.

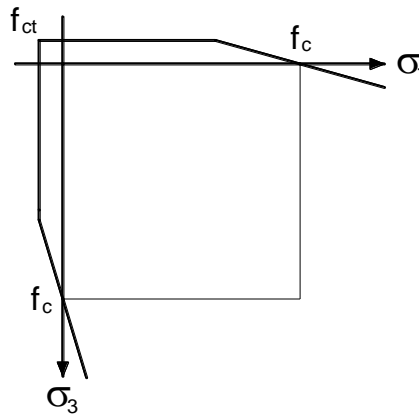


Figura 2.10 – Resistência no estado multiaxial de tensões.

2.6 Módulo de Elasticidade do Concreto

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. 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 2.11). 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.

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, na análise da estabilidade global de edifícios, na determinação de perdas de protensão, etc. (Figura 2.12). 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.

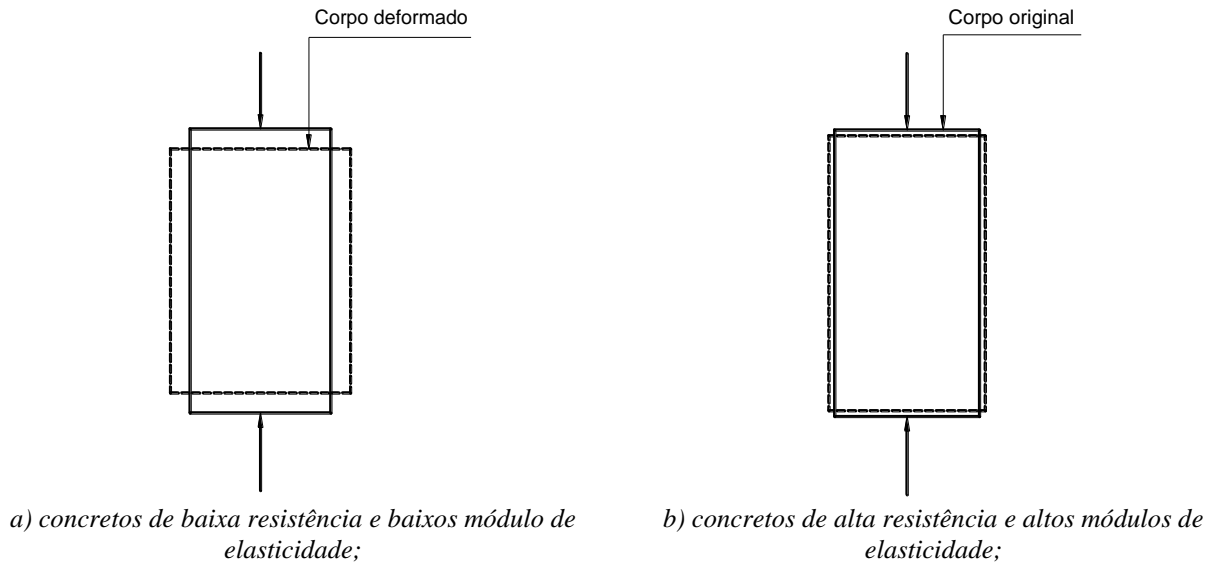


Figura 2.11 – Deformações em um cilindro com concretos de baixa e alta resistência à compressão.

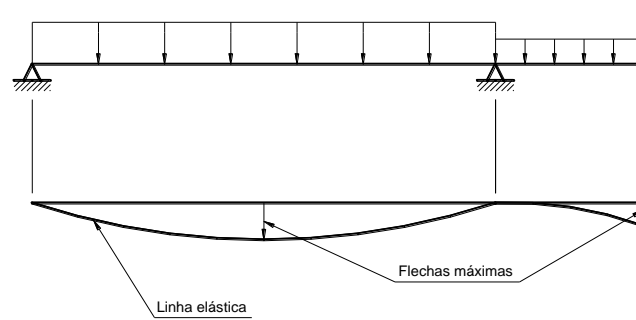


Figura 2.12 – Flecha em viga de concreto armado.

O módulo de elasticidade é avaliado por meio do diagrama tensão x deformação do concreto ($\sigma \times \epsilon$). Devido a não linearidade do diagrama $\sigma \times \epsilon$ (não linearidade física), o valor do módulo de elasticidade pode ter infinitos valores. Porém, tem destaque o **módulo de elasticidade tangente inicial**, dado pela tangente do ângulo (α') formado por uma reta tangente à curva do diagrama $\sigma \times \epsilon$. 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 2.13). O módulo deve ser obtido segundo ensaio descrito na NBR 8522-1 e 8522-2.

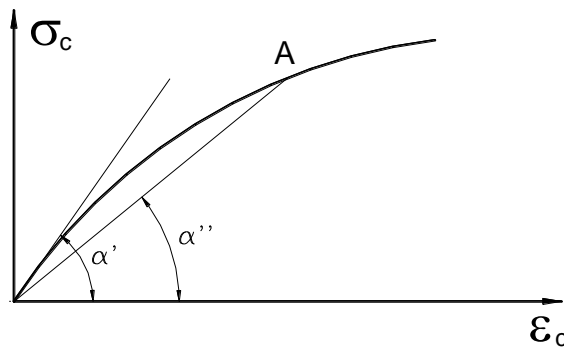


Figura 2.13 - Determinação do módulo de elasticidade do concreto à compressão.

Na falta de resultados de ensaios a NBR 6118 (item 8.2.8) permite estimar o valor do **módulo de elasticidade inicial** do concreto aos 28 dias segundo a expressão:

a) para $f_{ck} \leq 50$ MPa

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Eq. 2.11}$$

sendo: $\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaiss;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

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

b) para $f_{ck} > 50$ MPa

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \alpha_E \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad \text{Eq. 2.12}$$

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

O **módulo de elasticidade secante** a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente na verificação de Estados-Limites de Serviço, pode ser obtido pelo método de ensaio da NBR 8522 e 8522-2 ou estimado pela expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad \text{Eq. 2.13}$$

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

Segundo a NBR 6118, “Na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal, pode ser adotado módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo de elasticidade secante E_{cs} . No cálculo das perdas de protensão pode ser utilizado em projeto o módulo de elasticidade inicial E_{ci} .”

O **módulo de elasticidade inicial** em uma idade menor que 28 dias pode ser avaliado pelas expressões:

a) para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa

$$E_{ci}(t) = E_{ci} \left[\frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,5} \quad \text{Eq. 2.14}$$

b) para concretos com $f_{ck} > 50$ MPa

$$E_{ci}(t) = E_{ci} \left[\frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,3} \quad \text{Eq. 2.15}$$

$E_{ci}(t)$ = estimativa do módulo de elasticidade do concreto em uma idade entre 7 dias e 28 dias;

f_{ckj} = resistência característica do concreto à compressão na idade em que se pretende estimar o módulo de elasticidade, em MPa.

2.7 Coeficiente de Poisson e Módulo de Elasticidade Transversal do Concreto

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 (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”, isto é: $\nu = 0,2$.

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:

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad \text{Eq. 2.16}$$

A NBR 6118 (item 8.2.9) especifica que o módulo de elasticidade transversal (G_c) pode ser tomado em função do módulo de elasticidade secante:

$$G_c = \frac{E_{cs}}{2,4} \quad \text{Eq. 2.17}$$

2.8 Diagrama Tensão-Deformação do Concreto à Compressão

A NBR 6118 (item 8.2.10.1) especifica que 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. 2.13.

Para análises 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 com valores em função da classe do concreto, como segue.

a) para concretos de classes até C50

O diagrama simplificado é composto por uma parábola do 2º grau que passa pela origem e tem seu vértice no ponto de abscissa $\varepsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$ e ordenada $0,85\eta_c f_{cd}$ e de uma reta entre as deformações 2 ‰ e $3,5 \text{ ‰}$ (ε_{cu}), tangente à parábola e paralela ao eixo das abscissas (Figura 2.14). A equação da parábola do 2º grau é:

$$\sigma_c = 0,85\eta_c f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right] \quad \text{Eq. 2.18}$$

com f_{cd} sendo a resistência de cálculo do concreto à compressão (a definição de f_{cd} será vista adiante), e η_c com os seguintes valores:

- 1,0 para $f_{ck} \leq 40 \text{ MPa}$;
- $(40/f_{ck})^{1/3}$ para $f_{ck} > 40 \text{ MPa}$.

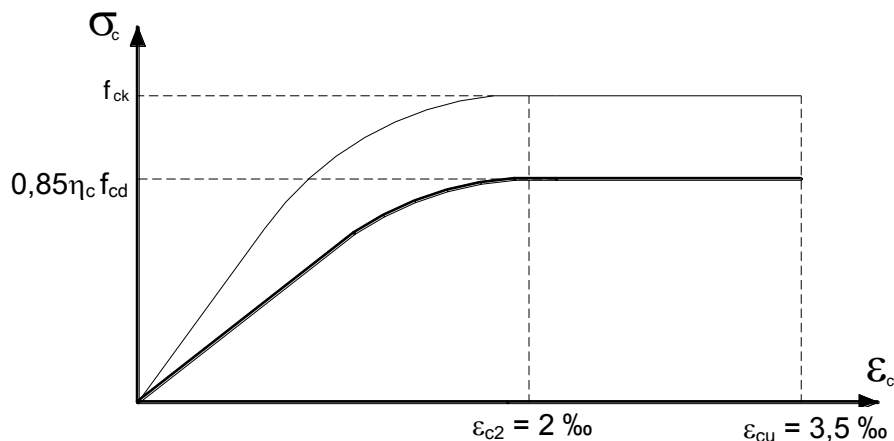


Figura 2.14 – Diagrama tensão x deformação à compressão idealizado para concretos de classes até C50.

O diagrama é uma idealização de como o concreto 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. 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 ‰ (3,5 mm/m). A tensão máxima de compressão no concreto é limitada pelo fator $0,85\eta_c$, isto é, no cálculo das peças não se considera a máxima resistência dada por f_{ck} , e sim um valor reduzido.

a) para concretos de classes C55 até C90

O diagrama simplificado é composto por uma parábola que passa pela origem e tem seu vértice correspondente à deformação ϵ_{c2} e ordenada $0,85\eta_c f_{cd}$, e de uma reta entre as deformações ϵ_{c2} e ϵ_{cu} (Figura 2.15).

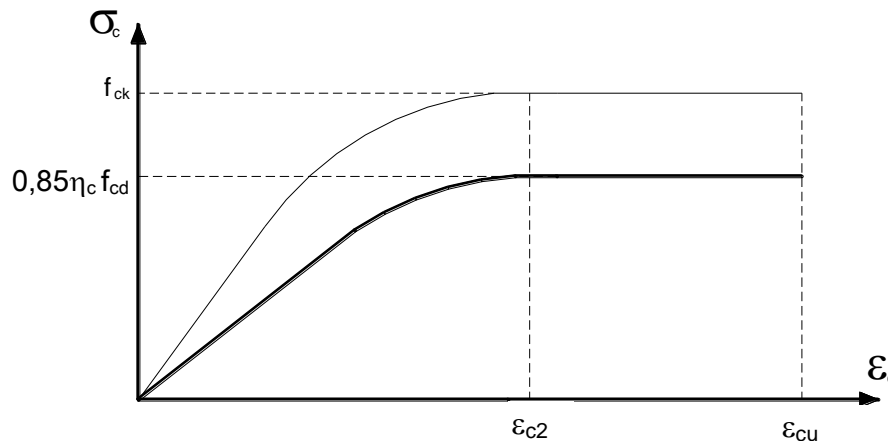


Figura 2.15 – Diagrama tensão–deformação à compressão idealizado para concretos de classes C55 até C90.

A equação da parábola é:

$$\sigma_c = 0,85\eta_c f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{Eq. 2.19}$$

$$n = 1,4 + 23,4 \left[\frac{(90 - f_{ck})}{100} \right]^4 \quad \text{Eq. 2.20}$$

$$\epsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰} + 0,085 \text{ ‰} (f_{ck} - 50)^{0,53} \quad \text{Eq. 2.21}$$

$$\epsilon_{cu} = 2,6 \text{ ‰} + 35 \text{ ‰} \left[\frac{(90 - f_{ck})}{100} \right]^4 \quad \text{Eq. 2.22}$$

A NBR 6118 (item 8.2.10.1) também apresenta um diagrama alternativo no caso de se fazer a análise estrutural como não linear, para compressão simples de curta duração. No caso de cargas de longa duração os efeitos da fluência devem ser convenientemente considerados.

A origem da deformação 2 ‰ é exposta a seguir. Na Figura 2.16 são mostrados diagramas $\sigma \times \epsilon$ de concretos de diferentes resistências. Na Figura 2.16a as curvas foram obtidas em ensaio com velocidade de deformação constante ($\dot{\epsilon} = \text{cte}$) e na Figura 2.16b 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 na Figura 2.16a e na Figura 2.16b 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 2.16a que concretos de menor resistência apresentam maior curvatura e menor rigidez até a resistência máxima.

A deformação máxima de 3,5 ‰ (para concretos até o C50), 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.

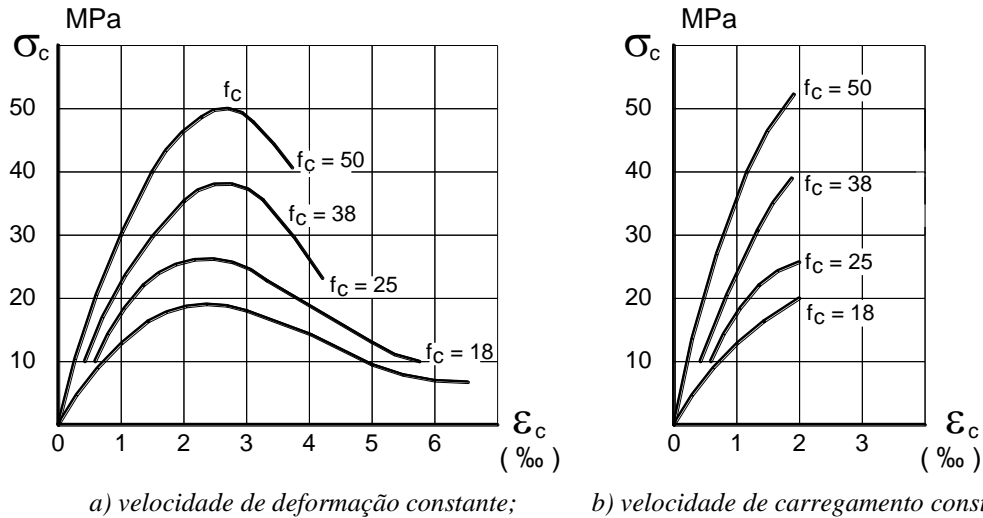


Figura 2.16 – Diagramas $\sigma \times \epsilon$ de concretos com diferentes resistências (FONTE: LEONHARDT e MÖNNIG, 1982).

A origem do fator 0,85 encontrado no diagrama $\sigma \times \epsilon$ da Figura 2.14 é explicada a seguir. A Figura 2.17 mostra diagramas $\sigma \times \epsilon$ de um concreto ensaiado com velocidades de deformação controlada ($\epsilon = cte$). 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 Rüschi, 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 Rüschi é a diminuição da resistência do concreto com o aumento do tempo na aplicação da carga.

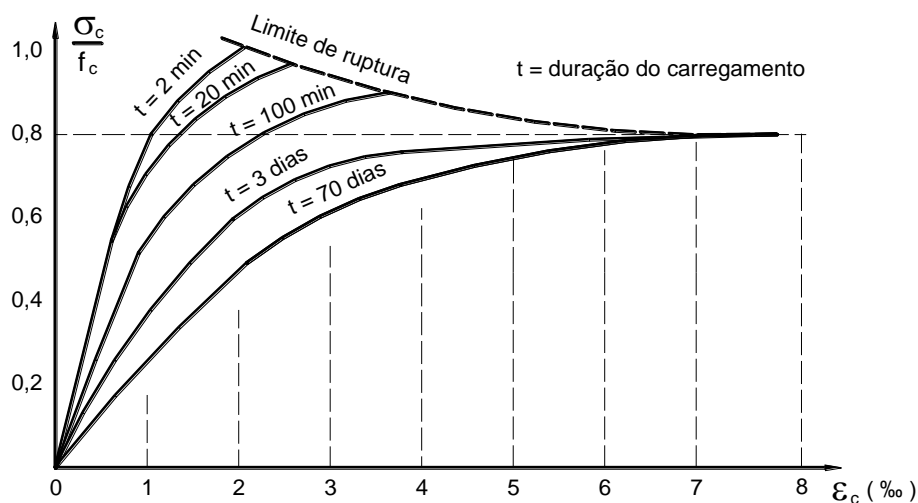


Figura 2.17 - Diagramas tensão-deformação do concreto com variação no tempo de carregamento do corpo de prova (FONTE: SANTOS, 1983).

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.

2.9 Diagrama Tensão-Deformação do Concreto à Tração

Segundo a NBR 6118 (item 8.2.10.2), para o concreto não fissurado pode ser adotado o diagrama tensão-deformação bilinear de tração mostrado na Figura 2.18. A deformação máxima de alongamento é 0,15 ‰, e o módulo tangente inicial (E_{ci}) pode ser calculado como $\text{arctg}(E_{ci})$.

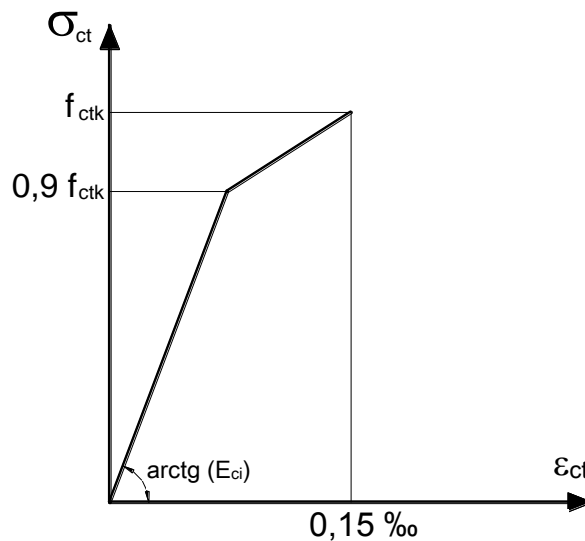


Figura 2.18 - Diagrama tensão-deformação bilinear de tração.

2.10 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.

2.10.1 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, item 8.2.3).

Na versão de 1980 da NBR 6118 era permitido dispensar-se a variação de temperatura em estruturas de concreto interrompidas por juntas de dilatação a cada 30 m, no máximo (Figura 2.19). A NBR 6118 atual não traz essa permissão, sendo o problema tratado nos itens 11.4.2.1 e 11.4.2.2.

A junta de dilatação é uma separação real da edificação e da estrutura em blocos independentes, e quando convenientemente espaçadas permitem que a estrutura possa ter variações de volume de forma menos restritiva.

Em estruturas de edificações de pequeno porte (casas, sobrados e galpões por exemplo) a simplificação da NBR 6118 de 1980 (juntas de dilatação no máximo a cada 30 m de comprimento da estrutura em planta) pode ser analisada pelo projetista quando do cálculo manual da estrutura.

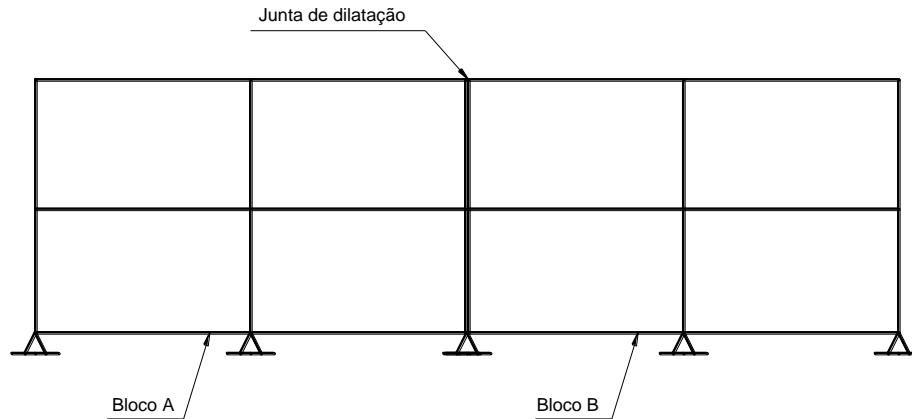


Figura 2.19 – Separação da estrutura por juntas de dilatação.

2.10.2 Retração

Define-se **retração** como a *diminuição de volume do concreto ao longo do tempo*. A principal causa da retração é a evaporação da água não utilizada nas reações químicas de hidratação do cimento, chamada **retração hidráulica**. É importante salientar que a retração do concreto ocorre mesmo na ausência de ações ou carregamentos externos, e se caracteriza como um fenômeno complexo e natural do material, sendo dividido para estudo conforme sua origem.

Para a hidratação de 100 g de cimento são necessárias 26 g de água aproximadamente. Ocorre que para proporcionar a trabalhabilidade requerida, geralmente a quantidade de água utilizada é maior que a necessária (relações $a/c > 0,40$). Para o equilíbrio de umidade do concreto com o ambiente, a água não utilizada nas reações químicas de hidratação do cimento evapora, configurando esse fenômeno a principal causa para a diminuição de volume do concreto, a denominada **retração hidráulica** (ou *retração por secagem*).

Outras causas de retração são: **retração química** – *decorre do fato das reações de hidratação do cimento ocorrerem com diminuição de volume*; **retração por carbonatação** – *componentes secundários do cimento reagem com o gás carbônico presente na atmosfera*, levando também a uma diminuição de volume do concreto (DINIZ et al., 2011). Essas causas de retração são menos intensas que a **retração hidráulica** 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;
- temperatura ambiente: o aumento da temperatura aumenta a retração;
- 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 sete 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. 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.

Segundo a NBR 6118 (item 8.2.11), em casos onde não é necessária grande precisão e as tensões são menores que $0,5f_c$ relativamente ao primeiro carregamento, o valor final da deformação específica de

retração do concreto (ϵ_{cs}) pode ser obtido na Tabela 8.1 da norma. Deformações específicas mais precisas devidas à retração podem ser calculadas segundo indicação do Anexo A da norma.⁵¹

2.10.3 Fluência

A **retração** e a **expansão** são deformações que ocorrem no concreto mesmo na ausência de carregamentos externos. A **fluência** (ϵ_{cc}), por outro lado, é a deformação no concreto provocada pelos carregamentos externos, que ocasionam tensões de compressão.

Define-se **fluência** como o *aumento da deformação no concreto ao longo do tempo quando submetido à tensões de compressão permanentes e constantes*. São as deformações ϵ_{cc} da Figura 2.20.

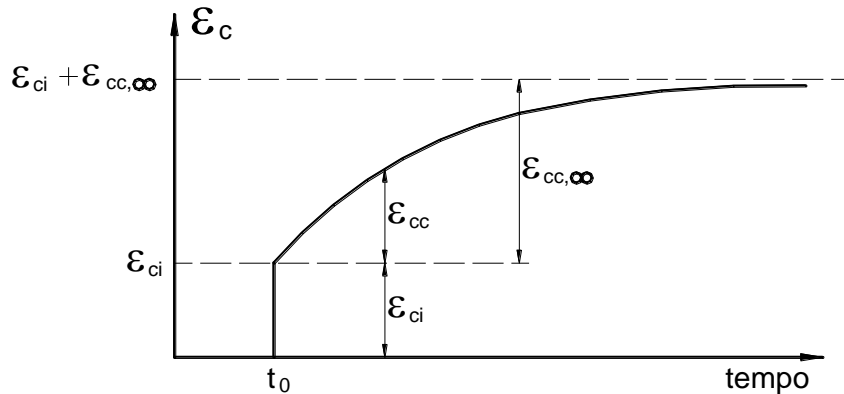


Figura 2.20 - Deformação imediata (ϵ_{ci}) e fluência (ϵ_{cc}).

A deformação que antecede a fluência 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 e compactação dos cristais que constituem a parte sólida do concreto.

A Figura 2.20 mostra o efeito da fluência⁵² e da deformação imediata com a idade do concreto. Em um tempo t_0 do concreto ou do elemento estrutural surge a deformação imediata ao se aplicar o primeiro carregamento que origina 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 tem outros carregamentos acrescidos (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 fluência do concreto ao longo do tempo de vida da peça. A deformação total da peça em um certo tempo é a soma da deformação imediata com a fluência até aquele tempo.

Após alguns anos considera-se cessada a fluência, o que é expresso pela **fluência no infinito** ($\epsilon_{cc,\infty}$). A fluência do concreto é muito importante no projeto das peças protendidas e na determinação de flechas nas vigas e lajes.

Os fatores que mais influem na fluência 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 fluência é proporcional à tensão que a produz;
- dimensões da peça - a fluência é menor em peças de grandes dimensões.

Da mesma forma que a retração pode-se reduzir a fluência utilizando armadura complementar. Como no cálculo da retração, o coeficiente de fluência final (ϕ) pode ser obtido na Tabela 8.1 da NBR 6118, e de forma mais precisa conforme seu Anexo A.

⁵¹ As formulações e os cálculos da deformação por retração e por fluência do concreto serão estudados na disciplina 2139 – Concreto Protendido.

⁵² A **fluência** também é por vezes denominada *deformação lenta* na NBR 6118, especialmente no Anexo A.

2.11 Aços para Armadura Passiva

Os vergalhões de aço utilizados em estruturas de Concreto Armado no Brasil são estabelecidos pela NBR 7480. Na NBR 6118 os aços são apresentados no item 8.3.

São classificados como barras ou fios. As **barras** são os vergalhões de diâmetro nominal 5 mm ou superior, obtidos exclusivamente por laminação⁵³ a quente. Os **fios** são os aços de diâmetro nominal 10 mm ou inferior, obtidos por trefilação⁵⁴ ou processo equivalente, como estiramento e laminação a frio.

O aço é um material metálico produzido em usinas siderúrgicas, constituído de ferro com adição de até 2 % de carbono. A adição de outros materiais, como manganês, níquel, enxofre, silício, etc., proporciona a obtenção de características específicas diferentes em função do tipo de aplicação. Os aços para Concreto Armado são fabricados com teores de carbono entre 0,4 e 0,6 % (MORAIS e REGO, 2005).

Conforme o valor característico da resistência de início de escoamento (f_{yk}), as barras são classificadas nas categorias CA-25 e CA-50 e os fios na categoria CA-60. As letras CA indicam Concreto Armado e o número na sequência 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 a frio.

A conformação final dos vergalhões CA-25 e CA-50 é feita com a laminação de tarugos de aço aquecidos, consistindo um processo de deformação mecânica, que reduz a seção do tarugo na passagem por cilindros paralelos em rotação, em gaiolas de laminação. Os tarugos são fabricados na usina siderúrgica, a partir de sucatas e ferro-gusa. A obtenção dos vergalhões CA-60 ocorre a partir do fio-máquina (fio de aço), por trefilação a frio, processo de conformação mecânica que reduz o fio-máquina na passagem por orifícios calibrados.

Por indicação da NBR 6118 (item 8.3) os seguintes valores podem ser considerados para os aços de armadura passiva:

- 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: $E_s = 210 \text{ GPa}$ (210.000 MPa) na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante.

Os aços CA-25 e CA-50 podem ser considerados como de alta ductilidade e os aços CA-60 podem ser considerados de ductilidade normal (NBR 6118, item 8.3.7).

2.11.1 Tipos de Superfície

A superfície dos fios e barras pode conter nervuras (saliências ou mossas⁵⁵), entalhes, ou ser lisa (Figura 2.21). A capacidade de aderência entre o concreto e o aço depende da rugosidade da superfície do aço, sendo medida pelo coeficiente de aderência (η_1), como indicado na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Valor do coeficiente de aderência η_1 (NBR 6118, Tabela 8.2).

Categoria do aço	η_1
CA-25	1,00
CA-50	2,25
CA-60	1,00

⁵³ **Laminação:** processo de deformação mecânica que reduz a seção do tarugo através da passagem por dois cilindros paralelos em rotação (MORAIS e REGO, 2005).

⁵⁴ **Trefilação:** processo de conformação mecânica a frio que reduz o fio-máquina através da passagem por orifícios calibrados denominados de matrizes ou feiras (MORAIS e REGO, 2005).

⁵⁵ A configuração e geometria das saliências ou mossas devem satisfazer o especificado nas Seções 9 e 23 da NBR 6118.

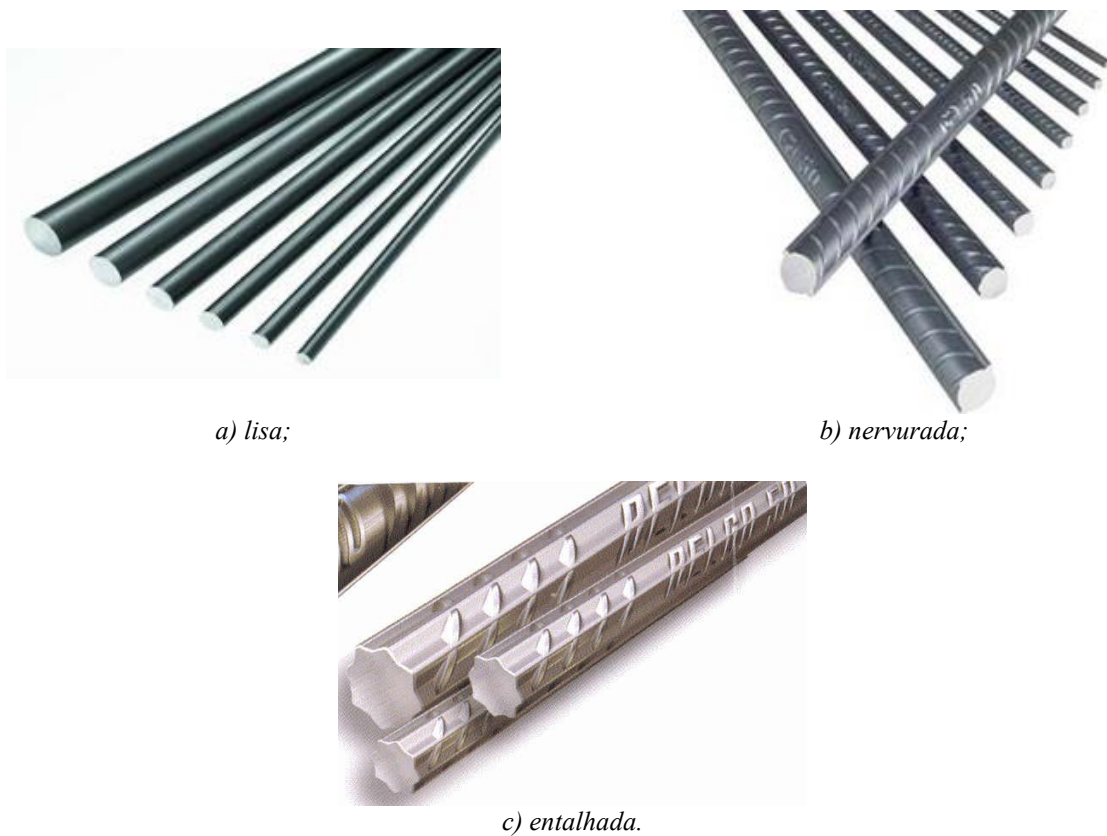
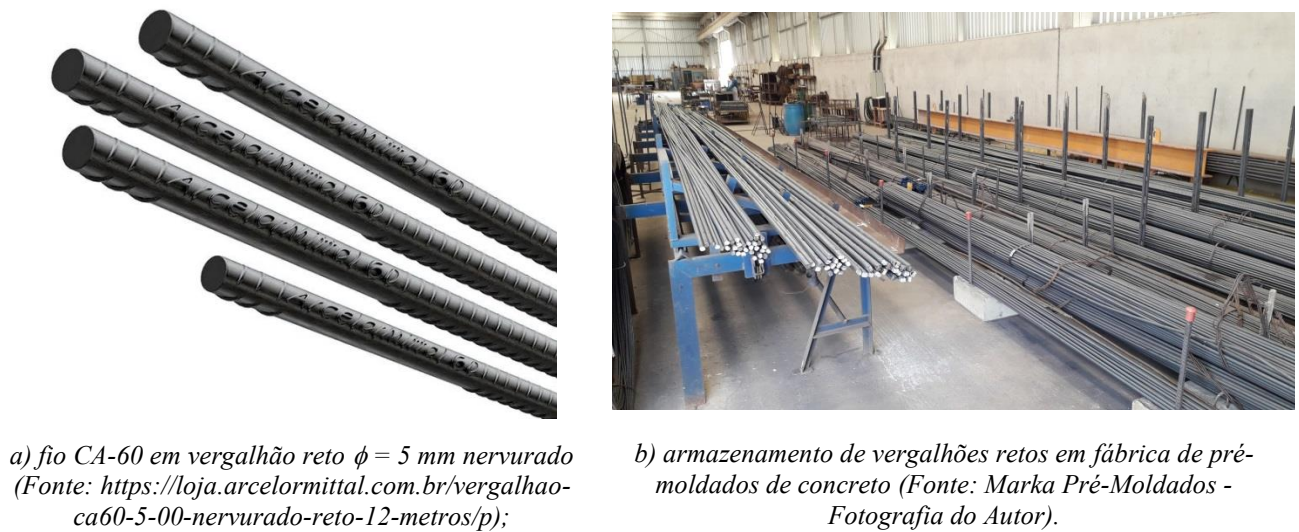


Figura 2.21 – Tipos de superfície dos aços para concreto armado (FONTE: Arcelor-Mittal).

2.11.2 Características Geométricas

As barras são geralmente fornecidas no comércio em segmentos retos com comprimento de 12 m, com tolerância de até 9 % (Figura 2.22 e Figura 2.23). Permite-se a existência de até 2 % de barras curtas, porém de comprimento não inferior a 6 m. Também são fornecidas em bobinas e rolos, quando utilizadas em grandes quantidades, embora não existam para todos os diâmetros (Figura 2.24, Figura 2.25 e Figura 2.26).



a) fio CA-60 em vergalhão reto $\phi = 5$ mm nervurado (Fonte: <https://loja.arcelormittal.com.br/vergalhao-ca60-5-00-nervurado-reto-12-metros/p>);

b) armazenamento de vergalhões retos em fábrica de pré-moldados de concreto (Fonte: Marka Pré-Moldados - Fotografia do Autor).

Figura 2.22 – Exemplos de vergalhões em barras retas.



a) vergalhão reto CA-25 (Fonte: <https://mais.gerdau.com.br/cotacao/construcao/construcao-civil/vergalhao-ca-25/>);



b) vergalhão reto CA-50 (Fonte: <https://mais.gerdau.com.br/cotacao/construcao/vergalhao-gg50/>).

Figura 2.23 – Exemplos de vergalhões em barras retas.



a) rolos de aço (Fonte: Marka Pré-Moldados - Fotografia do Autor);



b) vergalhões em barras retas e em rolos (Fonte: Marka Pré-Moldados - Fotografia do Autor).

Figura 2.24 – Exemplos de acondicionamentos de aços em fábricas de pré-moldados.



(Fonte: <https://mais.gerdau.com.br/cotacao/construcao/construcao-civil/vergalhao-gg50-carretel/>)



(Fonte: Marka Pré-Moldados - Fotografia do Autor)

Figura 2.25 – Exemplos de acondicionamentos de aços em forma de rolos.



(Fonte: Marka Pré-Moldados - Fotografia do Autor)



(Fonte: Sendi Pré-Moldados – Fotografias do Autor)

Figura 2.26 – Exemplos de acondicionamentos de aços em forma de rolos.

Todas as barras nervuradas devem apresentar marcas de laminação em relevo, identificando o produtor, a categoria do aço e o diâmetro nominal (Figura 2.27). A identificação de fios e barras lisas deve ser feita por etiqueta ou marcas em relevo.



Figura 2.27 – Barra nervurada CA-50 $\phi = 25$ mm (Fonte: Marka Pré-Moldados - Fotografia do Autor).

Os diâmetros (ϕ em mm) padronizados pela NBR 7480 são os indicados na Tabela 2.4, que mostra a massa, a área e o perímetro nominal. Embora todos os vergalhões produzidos no Brasil por diferentes empresas siderúrgicas atendam às exigências da NBR 7480, podem existir algumas particularidades próprias nos produtos de cada empresa, como forma de fornecimento, tipo de superfície, soldabilidade, diâmetros existentes, etc., por isso os catálogos dos fabricantes devem ser consultados.

Tabela 2.4 – Características geométricas nominais dos fios e barras (NBR 7480).

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

2.11.3 Diagrama Tensão-Deformação

Os diagramas tensão x deformação ($\sigma \times \varepsilon$) dos aços laminados a quente (CA-25 e CA-50) e trefilados a frio (CA-60) apresentam características diferentes. Os aços CA-25 e CA-50 apresentam patamar de escoamento bem definido (Figura 2.28a), e a resistência de início de escoamento (f_y) fica bem caracterizada no diagrama, o que não ocorre nos aços CA-60 (Figura 2.28b). Por este motivo, nos aços CA-60 a resistência de escoamento é convencional, sendo escolhida a resistência correspondente à deformação residual de 2 ‰. Isto significa que, se o aço for tensionado até o valor de f_y e esta tensão for completamente retirada, o aço não voltará ao seu estado natural pré-tensão, pois restará nele uma deformação de 2 ‰, chamada deformação residual ou permanente.

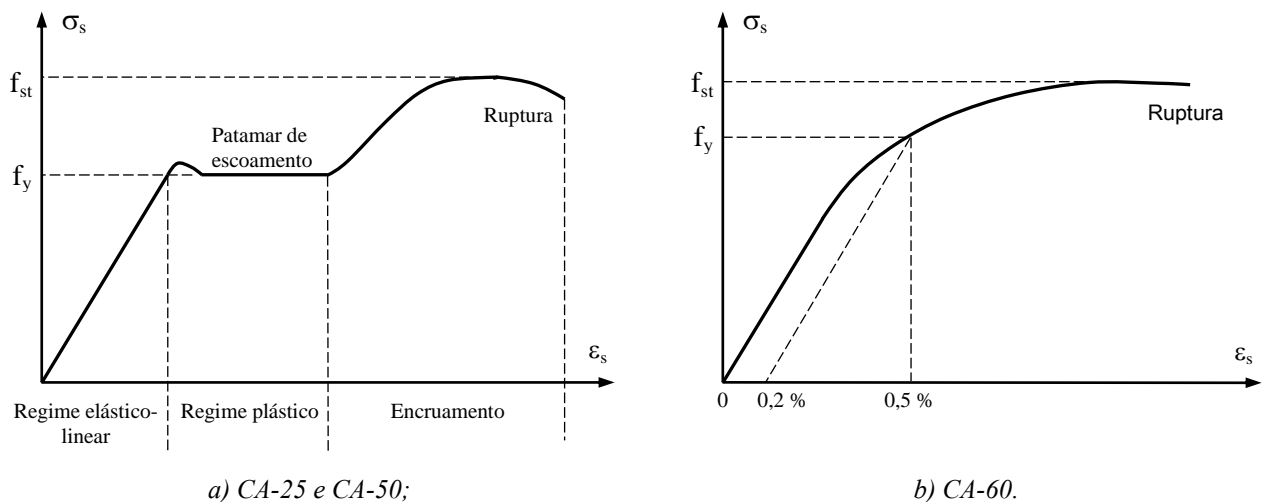


Figura 2.28 – Diagrama tensão-deformação com e sem patamar de escoamento.

A Figura 2.29 mostra o diagrama tensão-deformação de aço CA-50 soldável padrão e de CA-50 de alta resistência de um fabricante brasileiro.

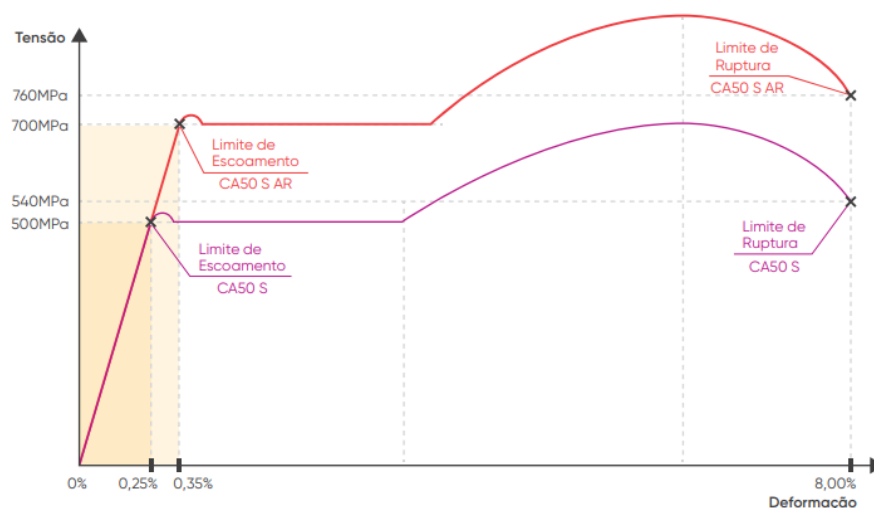


Figura 2.29 – Diagrama tensão-deformação de aço CA-50 soldável padrão e de alta resistência de um fabricante.
(Fonte: file:///C:/Users/UNESP/Downloads/CA50SAR-CMYK.pdf).

De acordo com a NBR 7480 os vergalhões devem atender as características mostradas na Tabela 2.5, onde f_{yk} é a resistência ao escoamento, f_{stk} é a resistência à tração, ϵ_{uk} é a deformação na ruptura e ϕ é o diâmetro da barra ou fio.

Tabela 2.5 – Propriedades mecânicas dos aços na tração, valores mínimos (NBR 7480).

Categoria	f_{yk} (MPa)	f_{stk} (MPa)	ϵ_{uk} em 10ϕ (%)
CA-25	250	$1,20 f_y$	18
CA-50	500	$1,10 f_y$	8
CA-60	600	$1,05 f_y$	5

O diagrama tensão-deformação ($\sigma \times \epsilon$) e os valores da Tabela 2.5 devem ser obtidos em ensaios de tração realizados segundo a NBR ISO 6892-1, porém, a NBR 6118 (item 8.3.6) permite, para cálculo nos Estados-Limites de Serviço e Último, utilizar o diagrama $\sigma \times \epsilon$ simplificado mostrado na Figura 2.30, para os aços com ou sem patamar de escoamento.⁵⁶ O diagrama é válido para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C e pode ser aplicado para tração e compressão.

A deformação última (ϵ_{su}) é limitada a 10 ‰ (10 mm/m) para a tração (deformação máxima de alongamento, ver Figura 17.1 da NBR 6118), e no caso de compressão a deformação máxima de encurtamento depende da resistência do concreto à compressão, sendo 3,5 ‰ para os concretos do Grupo 1 (para os concretos do Grupo 2 ver Eq. 2.22). O módulo de elasticidade do aço (E_s) é dado pela tangente do ângulo α , assumido pela NBR 6118 como 210.000 MPa. Considerando a lei de Hooke ($\sigma = \epsilon E$) no trecho elástico, a deformação de início de escoamento do aço (ϵ_{yd} – valor de cálculo⁵⁷) correspondente à tensão de início de escoamento é dada por:

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad \text{Eq. 2.23}$$

A deformação de início de escoamento de cálculo (ϵ_{yd}) é 1,04 ‰ para o aço CA-25, 2,07 ‰ para o CA-50 e 2,48 ‰ para o CA-60. Quaisquer deformações menores que a de início de escoamento resultam em tensões menores que a máxima permitida no aço (f_{yd}), caracterizando um subaproveitamento ou uso antieconômico do aço (ver Figura 2.30), por isso, geralmente procura-se aplicar a tensão máxima permitida (f_{yd}).

⁵⁶ O valor de f_{yk} para os aços sem patamar de escoamento é o valor da tensão correspondente à deformação permanente de 0,2 ‰ (NBR 6118, item 8.3.6).

⁵⁷ O valor de cálculo, indicado pelo subscrito **d**, está apresentado no Cap. 3 - Fundamentos.

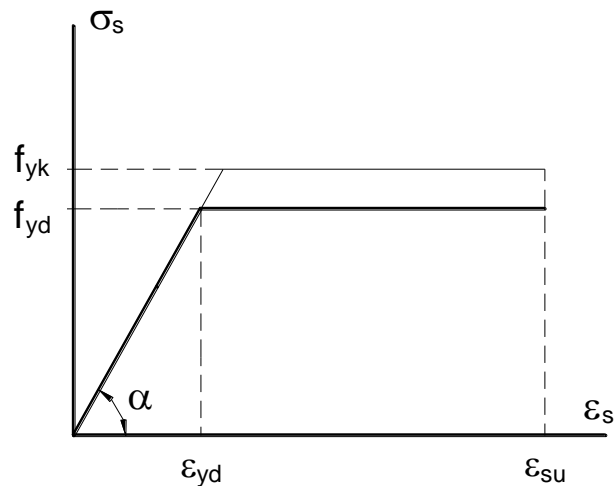


Figura 2.30 - Diagrama tensão x deformação para aços de armaduras passivas com ou sem patamar de escoamento.

2.11.4 Soldabilidade

Os fabricantes brasileiros fornecem aços para Concreto Armado com características de soldabilidade, como os de categoria CA-25 e CA-60, na forma de barras e de rolos. O aço de categoria CA-50 é fabricado na forma soldável ou não soldável. Quando soldável a letra S aparece gravada na superfície da barra, sendo chamado CA-50 S (Figura 2.31). O CA-50 soldável é apresentado, conforme o fabricante, na forma de rolo com diâmetros de 6,3 a 12,5 mm, ou em barras retas com diâmetros de 6,3 a 32 mm (BATISTA; CAUDURO e BALLESTEROS, 2007).

A soldagem entre barras permite a eliminação de arames para a união de fios e barras, e garante uma armadura montada de melhor qualidade. Emendas de barras também podem ser feitas com solda. A soldagem é um processo comum em armaduras para estruturas pré-moldadas, produzidas em indústrias de pré-fabricados⁵⁸ de concreto. A soldagem não é comum em obras de pequeno porte, e não é recomendada em ambiente de obra, pois, os parâmetros que interferem no processo de soldagem devem ser controlados.

No item 8.3.9 a NBR 6118 especifica algumas características relativas à soldagem de barras, como: “Para que um aço seja considerado soldável, sua composição deve obedecer aos limites estabelecidos na ABNT NBR 7480.” Sobre soldagem de barras consultar BATISTA; CAUDURO e BALLESTEROS (2007).



(Fonte: <https://loja.arcelormittal.com.br/vergalhao-ca50-soldavel--nervurado-10mm/p>)



(Fonte: Sendi Pré-Moldados – Fotografias do Autor)

Figura 2.31 – Vergalhão CA-50 soldável e operação de solda em máquina de fábrica de pré-moldados de concreto.

⁵⁸ Conforme a norma de estruturas pré-moldadas (NBR 9062), existe uma diferenciação relativa aos termos *pré-fabricado* e *pré-moldado*, onde basicamente o **pré-fabricado** refere-se às peças fabricadas com rígido controle de qualidade em todo o processo, e **pré-moldado** refere-se às peças produzidas com menor ou menos rígido controle de qualidade. O termo **pré-moldado** é o mais utilizado.

2.11.5 Arames

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 ou trançados, no diâmetro de 1,25 mm (arame BWG 18), Figura 2.32 e Figura 2.33. Pode ser usado também o arame BWG 16, com diâmetro de 1,65 mm, em fio único. Nas amarrações de tábuas e das fôrmas de madeira em geral é comum a utilização do arame recozido BWG 12, com diâmetro de 2,76 mm, adquirido geralmente em quilos.



Figura 2.32 – Arame duplo recozido (FONTE: Arcelor-Mittal).



a) Arame recozido trançado (Fonte: <https://loja.arcelormittal.com.br/arame-recozido-trancado-1-24mm1kg/p>);



b) detalhe da amarração de barra CA-50 S com arame recozido (Fonte: Marka Pré-Moldados - Fotografia do Autor).

Figura 2.33 – Uso de arame recozido trançado.

2.11.6 Telas Soldadas

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 CA-60 (Figura 2.34). Constituem-se uma solução prática e rápida para armação de lajes, pisos, pavimentos de pontes, calçamentos, piscinas, elementos pré-fabricados, tubos, etc., sendo cada vez mais empregadas na construção civil, pelas características de agilidade, qualidade e desempenho das armaduras (BATISTA et al., 2007).

2.11.7 Armaduras Prontas

Atualmente, alguns fabricantes de aços fornecem também armaduras prontas para aplicação, como armaduras de colunas, que, além de colunas, podem ser aplicadas também em vigas e cintas, com as barras longitudinais soldadas nos estribos. Existem algumas dimensões e diâmetros padronizados pelos fabricantes, que devem ser consultados previamente. O corte e dobramento de barras e fios nas mais variadas formas, conforme o projeto, também é feito industrialmente pelos fabricantes (Figura 2.35 e Figura 2.36). As treliças metálicas para aplicação principalmente em lajes pré-fabricadas serão apresentadas quando da descrição deste elemento.

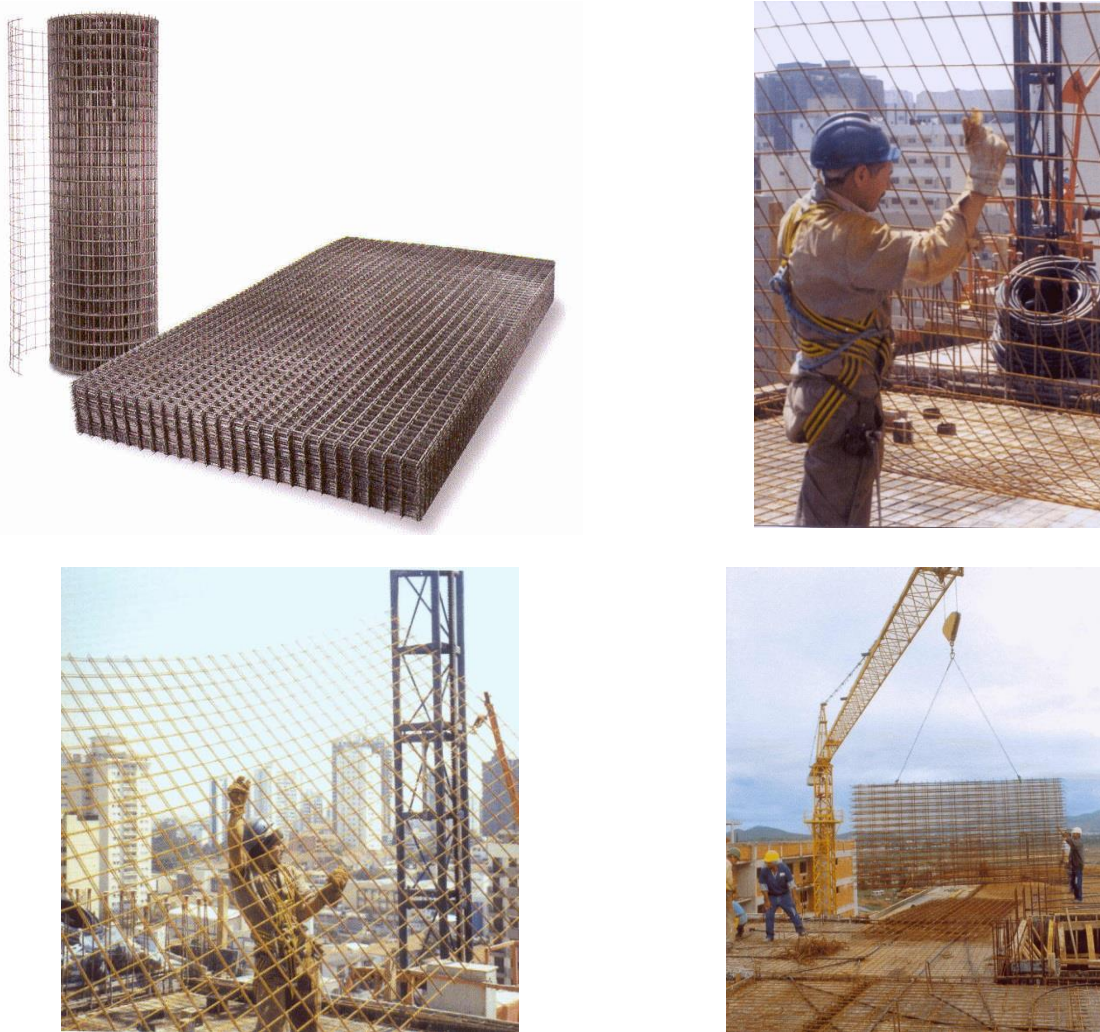
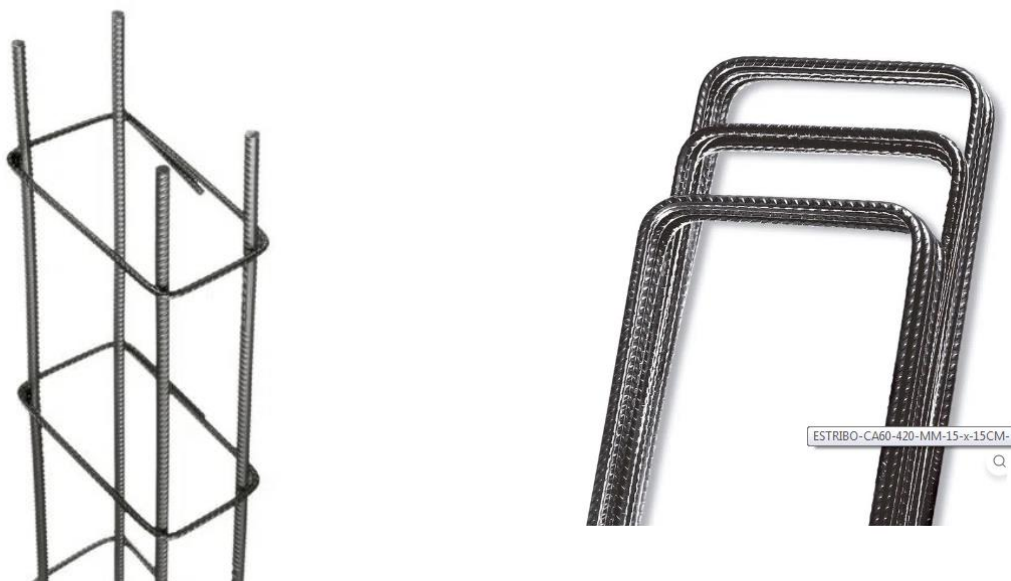


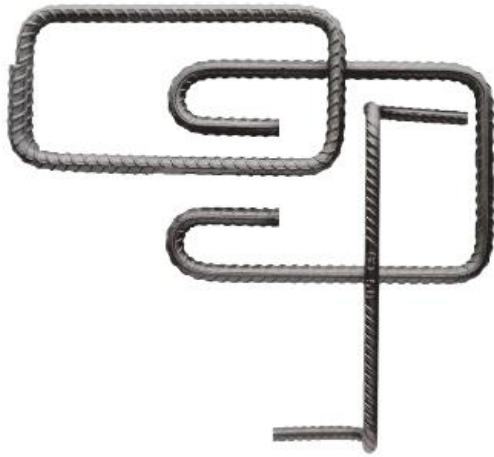
Figura 2.34 – Tela soldada (FONTE: Arcelor-Mittal).



a) armadura soldada para coluna (Fonte: <https://loja.arcelormittal.com.br/aco-para-construcao/coluna>);

b) estribo (Fonte: <https://loja.arcelormittal.com.br/aco-para-construcao/estribo>).

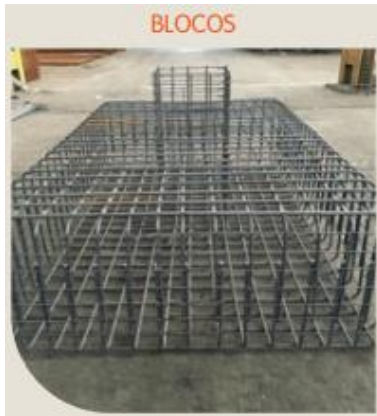
Figura 2.35 – Armaduras prontas.



c) vergalhão cortado e dobrado (Fonte: <https://mais.gerdau.com.br/cotacao/construcao/vergalhao-cortado-e-dobrado/>);



d) estribo (Fonte: <https://mais.gerdau.com.br/cotacao/construcao/construcao-civil/estribo-nervurado/>);



e) armadura para bloco
(Fonte: <https://brasil.arcelormittal.com/files/produtos-catalogos/98bb40a3-7870-48b0-9682-4a6e38cdb486>).

Figura 2.36 – Armaduras prontas.

Teste seu conhecimento

- 1) Qual a composição do concreto simples? O que são adições e aditivos?
- 2) Definir pasta, argamassa e concreto simples.
- 3) Definir o que é o cimento Portland.
- 4) Definir pedrisco e as britas 1 e 2.
- 5) Qual a importância da água no concreto?
- 6) Quais os valores a considerar para a massa específica do concreto simples e do Concreto Armado?
- 7) Quais as resistências à compressão especificadas aos concretos pela NBR 8953?
- 8) Como são os ensaios de tração indiretos para determinação da resistência do concreto à tração?
- 9) Quais as equações indicadas pela NBR 6118 para a resistência à tração direta?
- 10) Definir módulo de elasticidade. Como são determinados os módulos tangente na origem e secante?
- 11) Desenhar o diagrama $\sigma \times \epsilon$ de cálculo do concreto à compressão.
- 12) Explicar o que é o Efeito Rüsçh.
- 13) Definir o que é retração do concreto e os tipos de retração.
- 14) Quais soluções podem ser adotadas para diminuir os efeitos da retração?
- 15) Por que a retração é maior no início e se estabiliza com o passar do tempo?
- 16) O que é deformação imediata do concreto?
- 17) Definir o que é fluência do concreto?
- 18) Qual a definição para barras e fios?
- 19) O que indicam as notações CA-25, CA-50 e CA-60?
- 20) Quais os tipos de superfície existentes para os aços e quais os valores de η_1 ?

- 21) Quais os diâmetros e áreas nominais das barras?
- 22) Como se configura o diagrama $\sigma \times \epsilon$ de cálculo dos aços passivos recomendados pela NBR 6118?
- 23) Considerando o valor $\gamma_s = 1,15$, qual é o valor de cálculo da deformação de início de escoamento (ϵ_{yd}) do aço CA-50? Quais as tensões de cálculo correspondentes às deformações de cálculo de 1,5 e 5 ‰?
- 24) Considerando o valor $\gamma_s = 1,15$, como é calculado o valor numérico do módulo de elasticidade do aço CA-50?
- 25) Quais as características das telas soldadas? Pesquisar nos fabricantes!

Referências

- ARCELOR-MITTAL. Arames Recozidos. Catálogo, 2014.
https://www.belgo.com.br/produtos/construcao_civil/arames_recozidos/pdf/arame_recozido.pdf
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. *Guia básico de utilização do cimento Portland*. Boletim Técnico – BT 106. São Paulo, ABCP, 2002, 27p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova*. NBR 5738, ABNT, 2016, 9p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos*. NBR 5739, ABNT, 2018, 9p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto*. NBR 6118, ABNT, 2023, 242p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Materiais Metálicos – Ensaio de Tração. Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente*. NBR ISO 6892-1, ABNT, 2018, 70p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto e argamassa - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos*. NBR 7222, ABNT, 2011, 5p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado - Requisitos*. NBR 7480, ABNT, 2023, 17p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto endurecido - Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação. Parte 1: Módulos estáticos à compressão*. NBR 8522-1, ABNT, 2021, 24p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto endurecido - Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação. Parte 2: Módulo de elasticidade dinâmico pelo método das frequências naturais de vibração*. NBR 8522-2, ABNT, 2021, 10p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência*. NBR 8953, ABNT, 2015, 3p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos*. NBR 12142, ABNT, 2010, 5p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento*. NBR 12655, ABNT, 2022, 22p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Água para amassamento do concreto. Parte 1: Requisitos*. NBR 15.900-1, ABNT, 2009, 11p.
- BATISTA, A. ; CAUDURO, E.L. ; BALLESTEROS, D. Produtos de Aço para Estruturas de Concreto e Alvenaria. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2007, v.2, p.1077-1111.
- BATTAGIN, A.F. Cimento Portland. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.1, p.184-232.
- BAUER, L.A.F. *Materiais de Construção*. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora, 5ª ed., 2v, 2000.
- CIMENTO NACIONAL. <http://www.cimentonacional.com.br/vendas/perguntas-e-respostas/>

- CINCOTTO, M.A. Reações de Hidratação e Pozolânicas. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.1, p.381-413.
- DAL MOLIN, D.C.C. Adições minerais. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.1, p.261-309.
- DINIZ, J.Z.F. ; FERNANDES, J.F. ; KUPERMAN, S.C. Retração e Fluência. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.1, p.672-703.
- FIGUEIREDO, A.D. Concreto com fibras. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.2, p.1327-1365.
- HARTMANN, C. ; JEKNAVORIAN, A. ; SILVA, D. ; BENINI, H. Aditivos químicos para concretos e cimentos. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.1, p.347-380.
- HELENE, P. ; ANDRADE, T. Concreto de Cimento Portland. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2007, v.2, p.905-944.
- HELENE, P. ; TERZIAN, P. *Manual de dosagem e controle do concreto*. São Paulo, Ed. Pini, 1993, 349p.
- ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.1, p.347-380.
- ISAIA, G.C. Água no Concreto. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.1, p.311-346.
- ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2v, 2011.
- ISAIA, G.C. (ed.). *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2v, 2007.
- ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto – Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2v, 2005.
- 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.
- MEHTA, P.K. ; MONTEIRO, P.J.M. *Concreto – Microestrutura, Propriedades e Materiais*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2ª ed., 2014, 782p.
- MORAIS, V.R. ; REGO, L.R.M. Aços para Concreto Armado. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2005, v.1, p.233-263.
- NEVILLE, A.M. *Propriedades do concreto*. São Paulo, Ed. Pini, 2ª ed., 1997, 828p.
- PFEIL, W. *Concreto Armado*. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora, 4ª ed., v.1, 1985, 224p. Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.1, p.184-232.
- REPETTE, W.L. Concretos para Fins Especiais e de Última Geração. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.2, p.1807-1842.
- REPETTE, W. L. Concreto autoadensável. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.2, p.1769-1806.
- ROSSIGNOLO, J.A. ; AGNESINI, M.V.C. Concreto Leve Estrutural. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.2, p.1531-1568.
- SANTOS, L.M. Cálculo de Concreto Armado, v.1, São Paulo, Ed. LMS, 1983, 541p.
- SBRIGHI NETO, C. Agregados Naturais, Britados e Artificiais para Concreto. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.1, p.233-260.
- SÜSSEKIND, J.C. *Curso de concreto*, v. 1 e 2, 4ª ed., Porto Alegre, Ed. Globo, 198

CAPÍTULO 3

3. FUNDAMENTOS

Nos capítulos 5, 6 e 7 a NBR 6118 apresenta uma série de requisitos, exigências e parâmetros visando que as estruturas de concreto projetadas e executadas no Brasil tenham qualidade e durabilidade. Aqui são apresentados a seguir as informações mais importantes constantes desses capítulos.

3.1 Requisitos de Qualidade da Estrutura e do Projeto

As estruturas de concreto devem atender aos requisitos mínimos de qualidade durante o período de construção e durante a sua utilização. Outros requisitos adicionais podem ser estabelecidos em conjunto entre o autor do projeto estrutural e o contratante⁵⁹ (NBR 6118, item 5.1.1).

As estruturas de concreto devem apresentar qualidade no que se refere a três requisitos (item 5.1.2):

a) Estabilidade e segurança à ruína: “*Consiste no atendimento aos estados-limites últimos definidos nesta Norma.*” Significa que a estrutura deve ter a capacidade de suportar as ações previstas de ocorrerem na edificação, com conveniente margem de segurança contra a ruína ou a ruptura;

b) Comportamento em Serviço: “*Consiste no atendimento aos estados-limites de serviço definidos nesta Norma.*”;

c) Durabilidade: “*Consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e pelo contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto.*”

O projeto estrutural deve ser feito de forma a atender aos três requisitos, bem como considerar as condições arquitetônicas, funcionais, construtivas (ver NBR 14931), de integração com os demais projetos (elétrico, hidráulico, ar-condicionado e outros), (item 5.2), e exigências particulares como resistência a explosões, ao impacto, aos sismos, ou ainda relativas à estanqueidade, ao isolamento térmico ou acústico.

“*As exigências relativas à capacidade resistente e ao desempenho em serviço deixam de ser satisfeitas, quando são ultrapassados os respectivos estados-limites (ver Seções 3 e 10).*” (item 5.2.2.3).

“*O produto final do projeto estrutural é constituído por desenhos, especificações e critérios de projeto. As especificações e os critérios de projeto podem constar nos próprios desenhos ou constituir documento separado.*” (item 5.2.3.1). “*Os documentos relacionados em 5.2.3.1 devem conter informações claras, corretas, consistentes entre si e com as exigências estabelecidas nesta Norma.*” (item 5.2.3.2). “*O projeto estrutural deve proporcionar as informações necessárias para a execução da estrutura. São necessários projetos complementares de escoramento e fôrmas, que não fazem parte do projeto estrutural.*” (item 5.2.3.3).

No item 5.3 a NBR 6118 apresenta informações relativas à avaliação da conformidade do projeto, e “*A avaliação da conformidade do projeto deve ser realizada por profissional habilitado, independente e diferente do projetista, requerida e contratada pelo contratante, [...].*” A conferência ou avaliação da conformidade do projeto deve ser realizada antes da fase de construção e, de preferência, simultaneamente com a fase de projeto, como condição essencial para que os resultados da conferência se tornem efetivos e possam ser aproveitados. Na seção 25 da NBR 6118 encontram-se os critérios de aceitação do projeto, do recebimento do concreto e do aço, e da confecção do manual de utilização, inspeção e manutenção.

⁵⁹ **Contratante** é definido pela NBR 6118 (item 3.3.1) como “*pessoa física ou jurídica, de direito público ou privado, que, mediante instrumento hábil de compromisso, contrata a execução de serviços e/ou obras através de contratado técnica, jurídica e financeiramente habilitado.*”

3.2 Durabilidade das Estruturas

“As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil.” (NBR 6118, 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, sem intervenções significativas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, conforme 7.8 e 25.3, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais.” (item 6.2.1). “[...] determinadas partes das estruturas podem merecer consideração especial com valor de vida útil diferente do todo, como por exemplo, aparelhos de apoio e juntas de movimentação.” (item 6.2.2). O que está estabelecido na NBR 12655 deve ser seguido como o mínimo para se alcançar a durabilidade da estrutura, com atitudes coordenadas de todos os envolvidos nos processos de projeto, na construção e na utilização (item 6.2.3). 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.

3.2.1 Mecanismos Preponderantes de Deterioração do Concreto

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

a) **lixiviação**: “É o mecanismo responsável por dissolver e carrear os compostos hidratados da pasta de cimento por ação de águas puras⁶⁰, carbônicas agressivas, ácidas e outras. Para prevenir sua ocorrência, recomenda-se restringir a fissuração⁶¹, de forma a minimizar a infiltração de água, e proteger as superfícies expostas com produtos específicos, como os hidrófugos⁶².”;

b) **expansão por sulfato**: “É a expansão por ação de águas ou solos que contenham ou estejam contaminados com sulfatos⁶³, dando origem a reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado. A prevenção pode ser feita pelo uso de cimento resistente a sulfatos, conforme a ABNT NBR 5737.”;

c) **reação álcali-agregado**⁶⁴: “É a expansão por ação das reações entre os álcalis do concreto e agregados reativos. O projetista deve identificar no projeto o tipo de elemento estrutural e sua situação quanto à presença de água, bem como deve recomendar as medidas preventivas, quando necessárias, de acordo com a ABNT NBR 15577-1⁶⁵.”

3.2.2 Mecanismos Preponderantes de Deterioração da Armadura

Os principais mecanismos de deterioração do aço da armadura são (NBR 6118, item 6.3.3):

⁶⁰ **Água pura**: é a água totalmente livre de outras substâncias, contendo apenas H₂O.

⁶¹ A **fissuração** é restringida ou controlada de diversas maneiras, como realizando a cura cuidadosa, utilização de cimentos de baixo calor de hidratação e gelo para concretagens em grandes volumes, fazendo-se o dimensionamento em um dos domínios de cálculo, no caso de barras sob solicitações normais, quando a deformação máxima de alongamento no aço é limitada a 10 ‰, aliada à verificação da abertura das fissuras, utilização de armaduras complementares posicionadas próximas às superfícies das peças, etc.

⁶² **Hidrófugos**: são produtos geralmente à base de solventes, que impedem a aderência da superfície com a água ou a umidade.

⁶³ **Sulfatos**: são sais inorgânicos derivados do ácido sulfúrico que possuem o ânion sulfato (SO₄²⁻) ligado a um ou mais elementos metálicos, formando compostos iônicos.

⁶⁴ **Reação álcali-agregado**: “reação deletéria interna entre os constituintes do concreto, a sílica do agregado e os álcalis do cimento. As principais causas da instalação da reação química álcali-agregado são a presença, no agregado, de minerais reativos que reagem com os álcalis do cimento; entretanto, a umidade e a temperatura são condicionantes importantes do processo deletério. São várias as consequências, como expansão visível do concreto, fissuração em forma de mapa (em concretos sem armadura), fissuração orientada (em concreto armado), exsudação de gel na superfície do concreto, manchas superficiais, deslocamentos com descolamentos entre a pasta e o agregado (perda de aderência), comprometimento da estanqueidade do concreto, redução do módulo de elasticidade, etc.” **Fonte**: HASPARYK, N.P. Reação álcali-agregado no concreto. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.2, p.933-1001.

⁶⁵ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Agregados - Reatividade álcali-agregado. Parte 1: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto*. NBR 15577-1, ABNT, 2018, 15p.

a) **despassivação por carbonatação:** “É a despassivação por ação do gás carbônico da atmosfera sobre o aço da armadura. As medidas preventivas consistem em dificultar o ingresso dos agentes agressivos ao interior do concreto. O cobrimento⁶⁶ das armaduras e o controle da fissuração minimizam este efeito, sendo recomendável um concreto de baixa porosidade”

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 cobrimento aderente à armadura, e principalmente a redução da área de armadura. A corrosão obriga a necessidade de reparos nas peças, com sérios prejuízos financeiros aos proprietários.

A espessura do cobrimento 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.

b) **despassivação por ação de cloretos:** “Consiste na ruptura local da camada de passivação, causada por elevado teor de íon-cloro. As medidas preventivas consistem em dificultar o ingresso dos agentes agressivos ao interior do concreto. O cobrimento das armaduras e o controle da fissuração minimizam este efeito, sendo recomendável o uso de um concreto de pequena porosidade. O uso de cimento composto com adição de escória ou material pozolânico é também recomendável nestes casos.”

3.2.3 Mecanismos de Deterioração da Estrutura

“São todos aqueles relacionados às ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas, retração, fluência e relaxação, bem como as diversas ações que atuam sobre a estrutura.” (NBR 6118, item 6.3.4).

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 (tensões) adicionais. As variações de temperatura podem ser também de origem não natural, como aquelas que ocorrem em edificações para frigoríficos, siderúrgicas, metalúrgicas, etc., como estruturas de fornos e chaminés. As **ações cíclicas** ou **dinâmicas** são aquelas repetitivas, que causam fadiga⁶⁷ nos materiais. Podem ou não variar o sinal da tensão, de tração para compressão ou vice-versa. A **retração** e a **fluência** são deformações que ocorrem no concreto e que levam a diminuição do seu volume, o que induz esforços adicionais nos elementos e nas estruturas. Esses dois fenômenos foram apresentados nos itens 2.10.2 e 2.10.3. Alguns exemplos de medidas preventivas são (item 6.3.4):

- “barreiras protetoras em pilares (de viadutos, pontes e outros) sujeitos a choques mecânicos;
- período de cura após a concretagem (para estruturas correntes, ver ABNT NBR 14931);⁶⁸
- juntas de dilatação em estruturas sujeitas a variações volumétricas;
- isolamentos isotérmicos, em casos específicos, para prevenir patologias devidas a variações térmicas.”

3.2.4 Agressividade do Ambiente

“A agressividade ambiental 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.” (NBR 6118, item 6.4.1).

⁶⁶ O cobrimento de concreto está mostrado no item 3.2.7.

⁶⁷ **Fadiga:** é a ruptura de um material por esforço cíclico (repetido), que ocorre em um nível de tensão inferior ao determinado no ensaio estático.

⁶⁸ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Execução de estruturas de concreto - Procedimento*. NBR 14931, ABNT, 2004, 53p.

Nos projetos das estruturas correntes, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na Tabela 3.1 e pode ser avaliada, simplificada, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes (item 6.4.2).

Tabela 3.1 - Classes de agressividade ambiental – CAA (Tabela 6.1 da NBR 6118).

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	Urbano ^{1,2}	Pequeno
III	Forte	Marinho ¹	Grande
		Industrial ^{1,2}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1,3}	Elevado
		Respingos de maré	

NOTAS: 1) *Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos (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 mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.*
 3) *Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas, elementos em contato com solo contaminado ou água subterrânea contaminada.*

Conhecendo o ambiente no qual a estrutura será construída, o **projetista estrutural** pode considerar condições de agressividade maiores que aquelas mostradas na Tabela 3.1 (item 6.4.3).

3.2.5 Cuidados na Drenagem

A NBR 6118 especifica que: “*Deve ser evitada a presença ou acumulação de água proveniente de chuva ou decorrente de água de limpeza e lavagem, sobre as superfícies das estruturas de concreto. As superfícies expostas horizontais, como coberturas, pátios, garagens, estacionamento e outras, devem ser convenientemente drenadas, com a 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 tornarem-se estanques à passagem (percolação) de água. Todos os topos de platibandas e paredes devem ser protegidos. Todos os beirais devem ter pingadeiras e os encontros em diferentes níveis devem ser protegidos por rufos.*” (itens 7.2.1 a 7.2.4). “*Disposições arquitetônicas ou construtivas que possam reduzir a durabilidade da estrutura devem ser evitadas. Deve ser previsto em projeto o acesso para inspeção e manutenção de partes da estrutura com vida útil inferior ao todo, como aparelhos de apoio, caixões, insertos, impermeabilizações e outros. Devem ser previstas aberturas para drenagem e ventilação em elementos estruturais onde há possibilidade de acúmulo de água.*” (itens 7.3.1 e 7.3.2).

3.2.6 Qualidade do Concreto de Cobrimento

Segundo a NBR 6118 (item 7.4), “[...] *a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura. Ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e classe de agressividade prevista em projeto devem estabelecer os parâmetros mínimos a serem atendidos. Na falta destes e devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento e a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, permite-se que sejam adotados simultaneamente os requisitos mínimos expressos [...]*” na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e qualidade do concreto.
(Tabela 7.1 da NBR 6118).

Concreto ^{a)}	Tipo ^{b), c)}	Classe de agressividade ambiental (CAA)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

“a) O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
b) CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
c) CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.”

O concreto utilizado deve cumprir com os requisitos contidos na NBR 12655 e diversas outras normas (item 7.4.3), como o consumo mínimo de cimento por metro cúbico de concreto.

3.2.7 Espessura do Cobrimento da Armadura

Define-se **cobrimento de armadura** a espessura da camada de concreto responsável pela proteção da armadura em um elemento estrutural. Essa camada inicia-se a partir da face mais externa da barra de aço e se estende até a superfície externa do elemento em contato com o meio ambiente. Em vigas e pilares é comum a espessura do cobrimento iniciar na face externa dos estribos da armadura transversal, como mostrado na Figura 3.1.⁶⁹

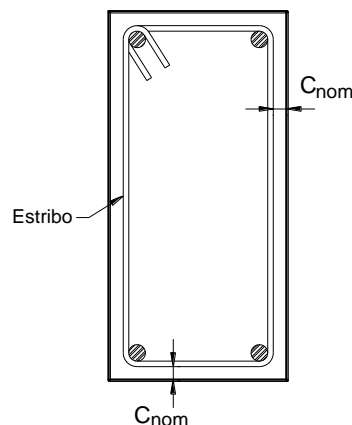


Figura 3.1 – Cobrimento da armadura.

A NBR 6118 (item 7.4.7.1) define o **cobrimento mínimo da armadura** como “o menor valor que deve ser respeitado ao longo de todo o elemento considerado.” E no item 7.4.7.2: “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).”:

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c \quad \text{Eq. 3.1}$$

As dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais. “**Nas obras correntes o valor de Δc deve ser maior ou igual a 10 mm.**” (item 7.4.7.3). No entanto, “Para estruturas projetadas de acordo com a ABNT NBR 9062,⁷⁰ quando houver um controle adequado de qualidade e limites rígidos de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução, pode ser adotado o valor $\Delta c = 5$

⁶⁹ “Os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo.” (item 7.4.7.5).

⁷⁰ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. NBR 9062, ABNT, 2017, 86p.

mm, mas a exigência de controle rigoroso deve ser explicitada nos desenhos de projeto. Permite-se, então, a redução dos cobrimentos nominais, conforme a Tabela 7.2, em 5 mm.” (item 7.4.7.4).

A NBR 6118 (itens 7.4.7.5) ainda estabelece que “O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser:”

$$\begin{aligned} c_{\text{nom}} &\geq \phi_{\text{barra}} \\ c_{\text{nom}} &\geq \phi_{\text{feixe}} = \phi_n = \phi\sqrt{n} \\ c_{\text{nom}} &\geq 0,5\phi_{\text{bainha}} \end{aligned} \quad \text{Eq. 3.2}$$

No item 7.4.7.6: “A dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20 % a espessura nominal do cobrimento, ou seja:”

$$d_{\text{máx}} \leq 1,2 c_{\text{nom}} \quad \text{Eq. 3.3}$$

A Tabela 3.3 (NBR 6118, item 7.4.7.2) apresenta valores de cobrimento nominal com tolerância de execução (Δc) de 10 mm, em função da classe de agressividade ambiental.

Tabela 3.3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm. (Tabela 7.2 da NBR 6118).

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (CAA)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga ^b /Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto Protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

Notas: “a) Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.
b) 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, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.
c) Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.
d) No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.”

“Para concretos de classe de resistência superior à mínima exigida, os cobrimentos definidos na Tabela 7.2 (ver Tabela 3.3) podem ser reduzidos em até 5 mm.” (item 7.4.7.6). “No caso de elementos estruturais pré-fabricados, os valores relativos ao cobrimento das armaduras (Tabela 7.2) devem seguir o disposto na ABNT NBR 9062.” (item 7.4.7.7).

3.2.8 Detalhamento das Armaduras

A NBR 6118 (item 7.5) preconiza: “As barras devem ser dispostas dentro do componente ou elemento estrutural, de modo a permitir e facilitar a boa qualidade das operações de lançamento e adensamento do

concreto. Para garantir um bom adensamento é necessário prever no detalhamento da disposição das armaduras espaço suficiente para entrada da agulha do vibrador.”⁷¹

3.2.9 Controle da Fissuração

“O risco e a evolução da corrosão do aço na região das fissuras de flexão transversais à armadura principal dependem essencialmente da qualidade e da espessura do concreto de cobertura da armadura. Aberturas características limites de fissuras na superfície do concreto, dadas em 13.4.2, em componentes ou elementos de concreto armado, são satisfatórias para as exigências de durabilidade.” (NBR6118, item 7.6)

No caso de peças fletidas, como vigas por exemplo, deve ser feito o cálculo da abertura das fissuras, as quais geralmente apresentam-se com valores de 0,1 a 0,3 mm. A abertura calculada deve ser comparada e não pode ultrapassar os valores de abertura máximos permitidos, apresentados no item 13.4.2 da NBR 6118.

3.3 Segurança e Estados-Limites

A questão da segurança de uma estrutura é de extrema importância para todos os profissionais envolvidos na área da construção civil, e especialmente para aqueles do projeto estrutural, porque a possibilidade de uma estrutura entrar em colapso configura-se geralmente uma situação extremamente 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 nunca alcançar a ruptura. O segundo aspecto é relativo ao conforto, à tranquilidade das pessoas na utilização das edificações. A NBR 6118 (itens 3.2 e 10) 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 dos usuários 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 (ELU), onde os elementos estruturais são dimensionados como se estivessem prestes a romper, mas isso apenas 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 às ações e carregamentos aplicados, de tal forma que, para ocorrer a ruptura a estrutura teria que estar submetida a carregamentos bem superiores àqueles a que foi projetada. A margem de segurança no dimensionamento dos elementos estruturais ocorre com a consideração dos chamados *coeficientes de ponderação*⁷², que farão com que, em serviço, as estruturas trabalhem a uma determinada “distância” da ruína.

Para os **coeficientes de ponderação** são adotados valores numéricos de tal forma que as ações sejam majoradas, e as resistências dos materiais sejam minoradas. Existem basicamente três coeficientes de ponderação, 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 140 kN, valor calculado multiplicando-se a força de compressão real pelo coeficiente de ponderação γ_f de 1,4 (Figura 3.2). A força normal de 140 kN é chamada *força de cálculo*.

As resistências dos materiais que compõem o pilar – o concreto e o aço – são minoradas por coeficientes de ponderação dos materiais⁷³, sendo em geral 1,4 para o concreto e 1,15 para o aço (Tabela 3.4). Assim, por exemplo, se no pilar for aplicado o concreto C30 (f_{ck} de 30 MPa = 3,0 kN/cm² = 300 kgf/cm²), o dimensionamento teórico será feito como se a resistência do concreto fosse menor, de valor 30/1,4 = 21,4 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 21,4 MPa para o concreto e 434,8 MPa para o aço são chamadas *resistências de cálculo*.

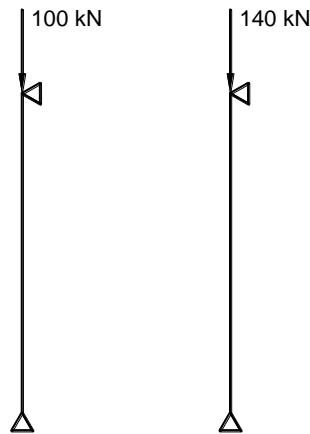
Embora na teoria o pilar tenha sido dimensionado no Estado-Limite Último, estado correspondente à ruína, na realidade o pilar em serviço estará a uma certa “distância” da ruína, isto é, com uma margem de

⁷¹ Existem diferentes diâmetros para a agulha do vibrador conforme os fabricantes, desde 20 a 175 mm, sendo de aplicação mais comum os de 25 a 50 mm.

⁷² Em versões anteriores a NBR 6118 chamava os *coeficientes de ponderação* de *coeficientes de segurança*.

⁷³ Apresentados no item 3.4.3.

segurança contra a ruína, introduzida com a consideração dos coeficientes de ponderação no dimensionamento.



a) carga real; b) carga de projeto.

Figura 3.2 – Consideração do coeficiente de ponderação das ações.

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 o cuidado de garantir as seguintes características à estrutura: resistência, estabilidade, utilização plena 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 edificação, as estruturas não devem apresentar deformações excessivas (principalmente flechas), e as aberturas das fissuras devem ser limitadas, visando garantir a durabilidade. Esses aspectos são tratados pelos Estados-Limites de Serviço.

3.3.1 Estados-Limites Últimos (ELU)

No item 3.2.1 a NBR 6118 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, desde o período de construção até a utilização em serviço durante toda a vida útil, a estrutura não pode alcançar o Estado-Limite Último, ou seja, a ruína. No item 10.3 a norma lista os Estados-Limites Últimos que devem ser verificados na análise da 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 definida na Seção 14, e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais; todavia, quando a interação entre elas for importante, ela estará explicitamente indicada nesta Norma;
- 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 (ver Seção 23);
- e) estado-limite último de colapso progressivo;
- f) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme ABNT NBR 15200;⁷⁴
- g) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a ABNT NBR 15421;⁷⁵
- g) outros estados-limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.”

⁷⁴ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. NBR 15200, ABNT, 2012, 48p.

⁷⁵ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento. NBR 15421, ABNT, 2006, 26p.

Na questão da segurança em relação ao Estado-Limite Último a NBR 6118 (item 16.2.3) informa que, “Quando se dimensiona ou se verifica uma estrutura, é preciso ter em mente que 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 detalhamento⁷⁶ adequado. O detalhamento adequado permite costurar partes de um mesmo elemento, bem como elementos que cheguem no mesmo nó. Existem dois tipos de regras de detalhamento: 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.**”

3.3.2 Estados-Limites de Serviço (ELS)

A NBR 6118 (item 10.4) define que Estados-Limites de Serviço “são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas.” Quando uma estrutura alcança um Estado-Limite de Serviço, a sua utilização pode ficar comprometida, mesmo que ainda não tenha esgotada sua capacidade resistente, ou seja, a estrutura pode não mais oferecer condições de conforto e durabilidade, embora sem ter alcançado a ruína. Os Estados-Limites de Serviço definidos pela NBR 6118 (item 3.2) são:⁷⁷

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 $f_{ct,f}$ (ver 13.4.2 e 17.3.4).” $f_{ct,f}$ é a resistência do concreto à tração na flexão;

b) **Estado-Limite de Abertura das Fissuras (ELS-W):** “estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos valores máximos especificados em 13.4.2 (ver 17.3.3).” No caso das estruturas de Concreto Protendido com protensão parcial, a abertura de fissura característica está limitada a 0,2 mm, a fim de não prejudicar a estética e a durabilidade;

c) **Estado-Limite de Deformações Excessivas (ELS-DEF):** “estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal, dados em 13.3 (ver 17.3.2).” Os elementos fletidos como as vigas e as lajes apresentam flechas em serviço. O cuidado que o projetista estrutural deve ter é de limitar as flechas aos valores aceitáveis da norma, que não prejudiquem a estética e causem insegurança aos usuários;

d) **Estado-Limite de Vibrações Excessivas (ELS-VE):** “estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção (ver 23.3).” O projetista deverá 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 nesta Norma.” (item 10.4).

Na verificação da segurança quanto aos Estados-Limites de Serviço (desempenho em serviço), a NBR 6118 (item 16.2.4) informa que “devem ser satisfeitas 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.”

⁷⁶ Com o termo “detalhamento” a norma refere-se à disposição correta das **armaduras** nas demais seções transversais dos elementos estruturais. Com o “detalhamento adequado” (*costurar partes*) pretende-se fazer com que as diferentes partes ou regiões de um mesmo elemento trabalhem de maneira conjunta, ligados entre si. Vigas e pilares, por exemplo, formam elementos concorrentes em um nó da estrutura, e devem ser interligados entre si por meio de armaduras, que de um elemento passem ou penetrem o outro elemento.

⁷⁷ Não estão apresentados aqui outros três Estados-Limites de Serviço apresentados pela NBR 6118: de Compressão Excessiva (ELS-CE), de Descompressão (ELS-D) e de Descompressão Parcial (ELS-DP), os quais serão estudados na disciplina “Concreto Protendido”.

3.3.3 Verificação da Segurança

De acordo com a NBR 6118 (item 12.5), “na verificação da segurança das estruturas de concreto, devem ser atendidas as condições construtivas e as condições analíticas de segurança.” Com relação às condições construtivas de segurança, devem ser atendidas as exigências estabelecidas:

- “nos critérios de detalhamento constantes nas Seções 18 e 20;
- nas normas de controle dos materiais, especialmente a ABNT NBR 12655;
- no controle de execução da obra, conforme ABNT NBR 14931 e Normas Brasileiras específicas.”

Sobre as condições analíticas de segurança a NBR 6118 (item 12.5.2) estabelece que “as resistências não podem ser menores que as solicitações e devem ser verificadas em relação a todos os estados-limites e todos os carregamentos especificados para o tipo de construção considerado, ou seja, em qualquer caso deve ser respeitada a condição:”

$$R_d \geq S_d \quad \text{Eq. 3.4}$$

“Para a verificação do estado-limite último de perda de equilíbrio como corpo rígido, R_d e S_d devem assumir os valores de cálculo das ações estabilizantes e desestabilizantes respectivamente.”

3.4 Resistências Característica e de Cálculo

A *resistência característica* é a resistência apresentada pelo material no ensaio laboratorial, e a *resistência de cálculo* é a resistência característica minorada (diminuída) pelo coeficiente de ponderação.

3.4.1 Resistência Característica

A Figura 3.3 mostra o diagrama *frequência x resistência à compressão* de um concreto estudado em laboratório, para o qual dezenas de corpos de prova foram confeccionados e ensaiados para determinação da resistência à compressão. A *frequência* no eixo das ordenadas indica o número de corpos de prova que apresentaram uma determinada resistência à compressão (indicada no eixo das abcissas). O que se observa é que os valores das resistências apresentam uma grande dispersão relativamente ao valor médio (415 kgf/cm²), com o menor valor de 270 e o maior 590. Fica nítido perceber que às barras indicativas das resistências pode ser ajustada uma curva de Distribuição Normal de Gauss, algo que é possível para qualquer concreto, independentemente da sua resistência. E quanto maior o número de corpos de prova ensaiados, mais a curva representativa dos valores se aproxima da curva de Gauss.

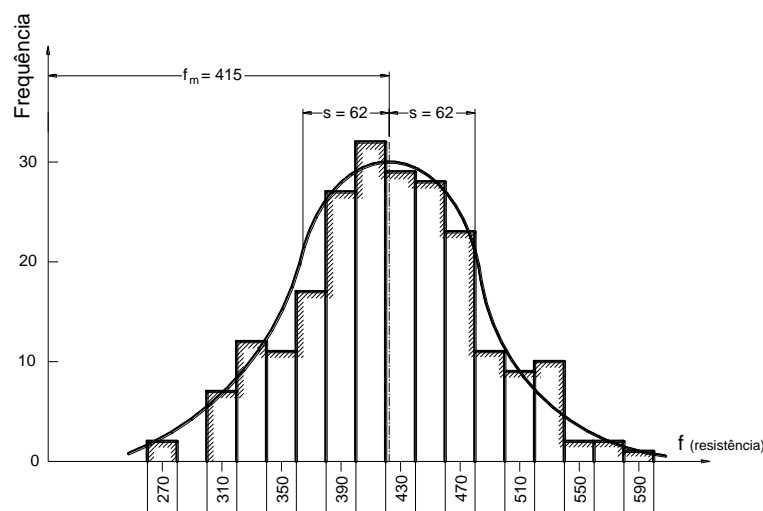


Figura 3.3 – Diagrama de frequência x resistência de um concreto. (FONTE: RÜSCH, 1981).

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 do processo, desde a confecção do concreto até o ensaio do

corpo de prova, maior será o desvio padrão (dispersão dos resultados). Por exemplo, a Figura 3.4 mostra as curvas de dois diferentes concretos, com resistências médias iguais, porém, com qualidades bem diferentes.

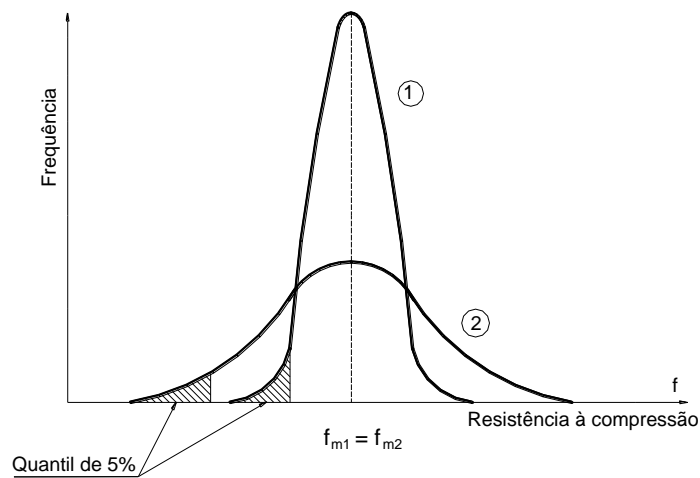


Figura 3.4 – Curvas de dois concretos com qualidades diferentes (FONTE: RÜSCH, 1981).

Se tomada a resistência média, o concreto 2, com maior dispersão de resultados, apresenta segurança menor que o concreto 1, donde se conclui que a adoção da resistência média não é um parâmetro seguro para ser considerado nos projetos das estruturas de concreto. Por este motivo as normas introduziram o conceito de **resistência característica** (f_k), que, de acordo com a NBR 6118 (item 12.2), são as resistências que, “em um lote de um material, têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassadas, no sentido desfavorável para a segurança. Usualmente é de interesse a resistência característica inferior $f_{k,inf}$, cujo valor é menor que a resistência média f_m , embora por vezes haja interesse na resistência característica superior $f_{k,sup}$, cujo valor é maior que f_m . Para os efeitos desta Norma, a resistência característica inferior é admitida como sendo o valor que tem apenas 5 % de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material.”

Desse modo, a utilização de dois diferentes concretos com características de qualidade diferentes torna-se segura, como mostrado nos concretos 1 e 2 da Figura 3.5. A vantagem do concreto com menor dispersão de resultados (concreto 1) sobre o de maior dispersão (concreto 2) será a economia, como menor consumo de cimento, por exemplo. O concreto 2, para ter a mesma resistência característica (f_k) do concreto 1, necessita de uma maior resistência média, o que o torna antieconômico em relação ao concreto 1.

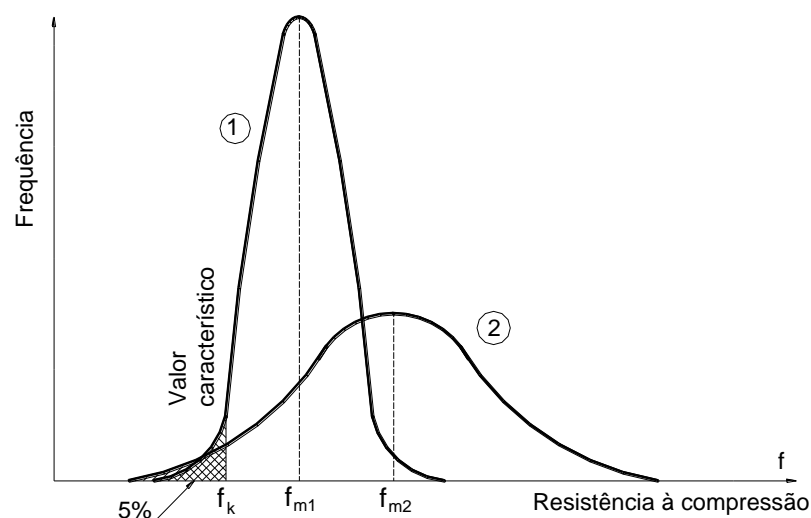


Figura 3.5 – Concretos com mesma resistência característica e com qualidades diferentes (FONTE: RÜSCH, 1981).

Admitindo a curva de Distribuição Normal de Gauss (Figura 3.6) e o quantil de 5 %, a **resistência característica do concreto à compressão** fica definida pela expressão:

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65s \quad \text{Eq. 3.5}$$

f_{cm} = resistência média do concreto à compressão;

s = desvio padrão;

1,65s corresponde ao quantil de 5 % da Distribuição Normal.

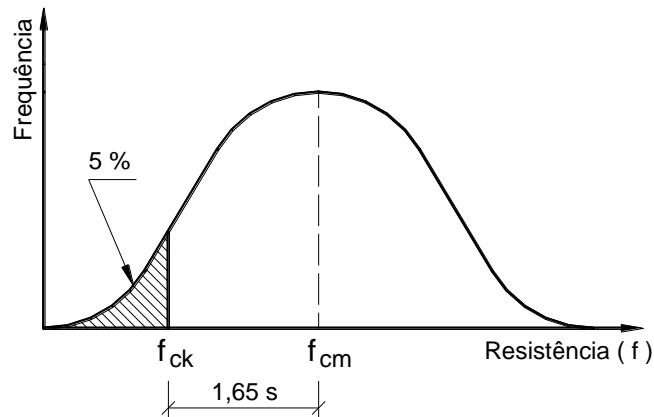


Figura 3.6 – Curva de Distribuição Normal para definição da resistência característica do concreto.

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 % ; ou pode-se dizer que, dos corpos de prova ensaiados, 95 % terão sua resistência superior ao valor f_{ck} , enquanto apenas 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.

A **resistência característica de início de escoamento do aço** é definida de modo semelhante à do concreto:

$$f_{yk} = f_{ym} - 1,65s \quad \text{Eq. 3.6}$$

f_{ym} = resistência média de início de escoamento 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} .

3.4.2 Resistência de Cálculo

Para efeito de cálculo e projeto e com o objetivo de introduzir uma “margem de segurança” às estruturas de concreto, são consideradas as resistências de cálculo dos materiais, que são obtidas a partir das resistências características divididas por um coeficiente de ponderação (γ_m), de minoração. No caso da **resistência de cálculo do concreto** (f_{cd}), a NBR 6118 (item 12.3.3)⁷⁸ define a resistência 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:”

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Eq. 3.7}$$

com γ_c sendo o coeficiente de ponderação da resistência do concreto, definido na Tabela 3.4.

⁷⁸ A NBR 6118 (item 12.3.2) define também as tensões resistentes de cálculo σ_{Rd} ou τ_{Rd} .

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

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

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} \cong \beta_1 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Eq. 3.8}$$

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

$$\beta_1 = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad \text{Eq. 3.9}$$

onde: $s = 0,38$ para concreto de cimento CIII e IV;
 $s = 0,25$ para concreto de cimento CI e II;
 $s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI.
 t é a idade efetiva do concreto, expressa 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:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \text{Eq. 3.10}$$

com γ_s sendo o coeficiente de ponderação da resistência do aço, definido na Tabela 3.4.

3.4.3 Coeficientes de Ponderação das Resistências

Conforme a NBR 6118 (item 12.4), as resistências devem ser minoradas pelo coeficiente γ_m :

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3} \quad , \text{ com os diferentes coeficientes parciais que consideram:}$$

γ_{m1} - a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos (ver item 12.1);

γ_{m2} - a diferença entre a resistência do material no corpo de prova e na estrutura;

γ_{m3} - os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências.

O coeficiente de ponderação γ_m pode assumir diferentes valores quando se tratam dos Estados-Limites Últimos e de Serviço.

3.4.3.1 Estado-Limite Último (ELU)

Na Tabela 3.4 estão indicados os valores a serem considerados para o coeficiente de ponderação da resistência do concreto (γ_c) e do aço (γ_s), no Estado-Limite Último, em função do tipo de combinação de ações (apresentados no item 3.5.6), onde para a maioria das edificações a **combinação normal** é a mais comum.

Segundo a NBR 61183 (item 12.4.1): “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 ABNT NBR 9062. Admite-se, no caso de testemunhos extraídos da estrutura, dividir o valor de γ_c por 1,1. Admite-se, nas obras de pequena

importância, o emprego de aço CA-25 sem a realização do controle de qualidade estabelecido na ABNT NBR 7480⁷⁹, desde que o coeficiente de ponderação para o aço seja multiplicado por 1,1.”

Tabela 3.4 - Valores dos coeficientes de ponderação γ_c e γ_s dos materiais (Tabela 12.1 da NBR 6118).

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

3.4.3.2 Estado-Limite de Serviço (ELS)

Na situação de serviço as resistências devem ser tomadas conforme medidas em laboratório, de modo a refletir a resistência real do material. Assim, “os limites estabelecidos para os estados-limites de serviço (ver Seções 17, 19 e 23) não necessitam de minoração, portanto, $\gamma_m = 1,0$.” (NBR 6118, item 12.4.2).

3.5 Ações nas Estruturas de Concreto Armado

Neste item são estudados os tipos de ações que atuam nas estruturas de concreto, que originam os esforços solicitantes. O texto toma como base o capítulo 11 – Ações, da NBR 6118, bem como também a NBR 8681.⁸⁰

Conforme a NBR 8681, as **ações** são definidas 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.” Deformações impostas são aquelas oriundas de variações de temperatura na estrutura, retração e fluência do concreto, recalques de apoio, etc.

Segundo a NBR 6118 (item 11.2.1): “Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados-limites últimos e os de serviço.”

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

3.5.1 Ações Permanentes

“Ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção.” (NBR 6118, item 11.3.1). As ações permanentes são divididas em ações diretas e indiretas. Nelas devem ser incluídos o peso próprio dos elementos e o peso de elementos construtivos fixos, como paredes, e instalações permanentes. “Também são consideradas permanentes as ações que aumentam no tempo, tendendo a um valor-limite constante. As ações permanentes devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança.”

3.5.1.1 Diretas

“As ações permanentes diretas são constituídas pelo peso próprio da estrutura, pelos pesos dos elementos construtivos fixos, das instalações permanentes e dos empuxos permanentes.” (11.3.2) 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.

⁷⁹ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado - Requisitos. NBR 7480, ABNT, 2023, 17p.

⁸⁰ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. NBR 8681, ABNT, 2003, 28p.

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 e Protendido, conforme apresentado no item 8.2.2 da NBR 6118. Concretos especiais devem ter sua massa específica determinada experimentalmente em cada caso particular (ver NBR 12655). “Quando se conhecer a massa específica do concreto utilizado, pode-se considerar para valor da massa específica do concreto armado aquela do concreto simples acrescida de 100 kg/m^3 a 150 kg/m^3 .”

Peso dos Elementos Construtivos Fixos e de Instalações Permanentes

Os pesos específicos aparentes dos materiais de construção correntes podem ser avaliados com base nos valores indicados na Tabela 1 da NBR 6120. “Os pesos das instalações permanentes são considerados com os valores nominais indicados pelos respectivos fornecedores.” (NBR 6118, item 11.3.2.2).

Empuxos Permanentes

“Consideram-se permanentes os empuxos de terra e outros materiais granulosos quando forem admitidos como não removíveis. Consideram-se representativos os valores característicos $F_{k,sup}$ ou $F_{k,inf}$, conforme a ABNT NBR 8681. O empuxo deve ser considerado conforme as ABNT NBR 6120, ABNT NBR 8681 e ABNT NBR 6122.” (NBR 6118, item 11.3.2.3).

3.5.1.2 Indiretas

“As ações permanentes indiretas são constituídas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão.” (NBR 6118, item 11.3.3).

Retração e Fluência do Concreto

A NBR 6118 fornece processos simplificados para se levar em conta os esforços adicionais provocados pela retração e pela fluência dos concretos, os quais serão estudados na disciplina 2139 – Concreto Protendido.

Deslocamentos de Apoio

“Os deslocamentos 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 material de fundação correspondente. 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 em uma única ação, admitindo-se que todos eles sejam majorados pelo mesmo coeficiente de ponderação.” (NBR 6118, item 11.3.3.3).

3.5.2 Ações Variáveis

Como o próprio termo indica, ações variáveis são aquelas que “apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção.” (NBR 8681, item 3.6). Do mesmo modo como as ações permanentes, as ações variáveis são também classificadas em ações diretas e indiretas.

3.5.2.1 Diretas

“As ações variáveis diretas são constituídas pelas cargas previstas para a utilização da edificação, e pela ação do vento e da água (quando for considerada variável direta), devendo-se atender às Normas específicas.”⁸¹ (NBR 6118, item 11.4.1).

Além da própria NBR 8681 devem também ser consultadas as normas NBR 6120 e NBR 6123. Na Tabela 2 da NBR 6120 constam os valores mínimos a serem considerados para as cargas de utilização das edificações.

Cargas Previstas para a Utilização da Edificação

“Essas cargas correspondem normalmente a:

- a) cargas verticais de utilização da edificação;
- b) cargas móveis, considerando o impacto vertical;⁸²
- c) impacto lateral;⁸³
- d) força longitudinal de frenação ou aceleração;⁸⁴
- e) força centrífuga.

Essas cargas devem ser dispostas nas posições mais desfavoráveis para o elemento estudado, ressalvadas as simplificações permitidas por Normas Brasileiras específicas.” (NBR 6118, item 11.4.1.1).

Ação do Vento

“Os esforços solicitantes relativos à ação do vento devem ser considerados e recomenda-se que sejam determinados de acordo com o prescrito pela ABNT NBR 6123, permitindo-se o emprego de regras simplificadas previstas em Normas Brasileiras específicas.” (NBR 6118, item 11.4.1.2).

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.⁸⁵

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 $\gamma_f = \gamma_{f3} = 1,2$, conforme ABNT NBR 8681 (ver 11.7 e 11.8). 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.” (NBR 6118, item 11.4.1.3).

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 seus respectivos pesos próprios. Além disso, devem ser consideradas as cargas que atuam durante a execução.” (NBR 6118, item 11.4.1.4).

⁸¹ As ações variáveis diretas de utilização da edificação eram chamadas “acidentais”, sendo definidas pela NBR 8681 (item 3.8) como as “ações variáveis que atuam nas construções em função de seu uso (pessoas, mobiliário, veículos, materiais diversos, etc.)”. As versões atuais das normas não usam mais a palavra acidental.

⁸² Como cargas de veículos, pontes rolantes, pessoas pulando ou dançando em arquibancadas, academias, etc.

⁸³ Como de veículos em pilares de garagens de edifícios, por exemplo.

⁸⁴ Como de veículos, pontes rolantes, pontes rodoviárias e ferroviárias, etc.

⁸⁵ A NBR 6123 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.

3.5.2.2 Indiretas

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-se 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.” (NBR 6118, item 11.4.2.1).

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.” (NBR 6118, item 11.4.2.2).

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.” (NBR 6118, item 11.4.2.3).

3.5.3 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.” (NBR 6118, item 11.5).

A NBR 8681 (itens 3.7 e 4.2.1.3) define ações excepcionais como “as que tem 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. Os incêndios, ao invés de serem tratados como causa de ações excepcionais, também podem ser levados em conta por meio de uma redução da resistência dos materiais constitutivos da estrutura.”

3.5.4 Valores Característicos das Ações

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

3.5.4.1 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.”⁸⁶ (NBR 6118, item 11.6.1.1). Os valores encontram-se definidos nas normas NBR 6118, NBR 6120 ou outras.

3.5.4.2 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 174 anos a 117 anos, respectivamente.” (NBR 6118, item 11.6.1.2). Os valores encontram-se definidos nas normas NBR 6118 e NBR 6120.

3.5.5 Valores Representativos

“As ações são quantificadas por seus valores representativos, que podem ser (NBR 6118, item 11.6.2):

- a) os valores característicos conforme definido em 11.6.1;
- 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 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 (ver 11.7);

– 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.”

3.5.6 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 de combinações de serviço, respectivamente.” (NBR 6118, item 11.8.1).

3.5.6.1 Combinações Últimas

“Uma combinação última pode ser classificada como normal, especial ou de construção e excepcional.” (NBR 6118, item 11.8.2).

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 secundárias, com seus valores reduzidos de combinação, conforme ABNT NBR 8681.”

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 ABNT NBR 8681.”

⁸⁶ Os valores característicos superiores e inferiores geralmente correspondem aos quantis de 95 % e de 5 % da distribuição de probabilidades, respectivamente.

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 ABNT NBR 8681. Nesse caso se enquadram, entre outras, sismo e incêndio.”

Para facilitar a visualização, essas combinações estão dispostas na Tabela 3.5. Nas edificações mais comuns, como por exemplo as 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 3.5.

Por exemplo, no dimensionamento para **combinação normal** no Estado-Limite Último, a equação para determinação da ação de cálculo (ver Tabela 3.5), é composta pela soma das ações permanentes (F_{gk}) multiplicadas pelo coeficiente de ponderação γ_g (dado na Tabela 3.7). A notação $F_{\varepsilon gk}$ representa ações relativas a deformações permanentes, como retração, por exemplo. O coeficiente $\gamma_{\varepsilon g}$ também está mostrado na Tabela 3.7. A ação variável direta principal F_{q1k} é multiplicada pelo coeficiente de ponderação das ações variáveis (γ_q - Tabela 3.7). As demais ações variáveis são reduzidas pelo coeficiente ψ_o , apresentado na Tabela 3.8. Existe ainda a possibilidade de ocorrerem deformações impostas variáveis ao longo do tempo, como as devidas à temperatura, que devem ser consideradas com valor reduzido conforme o coeficiente ψ_{oe} (Tabela 3.8 - “Temperatura”).

Tabela 3.5 – Combinações últimas (Tabela 11.3 da NBR 6118).

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de Concreto Armado ^a	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{oj} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{oe} F_{\varepsilon qk}$
	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 $P_{k,mín}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,mín}$, onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{oj} Q_{jk}$
Especiais ou de construção ^b	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{oj} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{oe} F_{\varepsilon qk}$	
Excepcionais ^b	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{oj} F_{qjk} + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{oe} F_{\varepsilon qk}$	
onde: 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 3.7 (ou Tabela 11.1 da NBR 6118); ψ_{oj}, ψ_{oe} – ver Tabela 3.8 (ou Tabela 11.2 da NBR 6118); 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 estabilizante, quando houver; G_{nk} é o valor característico da ação permanente instabilizante; $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{oj} Q_{jk}$ Q_{nk} é o valor característico das ações variáveis instabilizantes; Q_{1k} é o valor característico da ação variável instabilizante considerada principal; ψ_{oj} e Q_{jk} são as demais ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido; $Q_{s,mín}$ é o valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante;		

Tabela 3.5 – Continuação.

Notas:

- a) 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;
- b) Quando F_{q1k} ou F_{q1exc} atuarem em tempo muito pequeno ou tiverem probabilidade de ocorrência muito baixa, ψ_{0j} pode ser substituído por ψ_{2j} . Este pode ser o caso para ações sísmicas e situação de incêndio.

3.5.6.2 Combinações de Serviço

As combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura e devem ser verificadas como estabelecido a seguir (NBR 6118, item 11.8.3):

“a) **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;

b) **frequentes**: repetem-se 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;

c) **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 3.6.

Tabela 3.6 – Combinações de serviço (Tabela 11.4 da NBR 6118).

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 $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \Sigma \psi_{2j} F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ 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 frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_{1j} F_{qjk}$

onde:
 $F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;
 F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;
 ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;
 ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

3.5.7 Valores de Cálculo e Coeficientes de Ponderação das Ações

“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 em 11.7.” (item 11.6.3). “As ações devem ser majoradas pelo coeficiente γ_f , cujos valores encontram-se estabelecidos em 11.7.1, 11.7.2 e Tabelas 11.1 e 11.2.” (ver Tabela 3.7 e Tabela 3.8). É considerado que:

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

$$\text{Eq. 3.11}$$

sendo os coeficientes parciais definidos como:

γ_{f1} - considera a variabilidade das ações; (ver item 11.1)

γ_{f2} - considera a simultaneidade de atuação das ações;

γ_{f3} - considera os desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações.

3.5.7.1 Estado-Limite Último (ELU)

Os valores-base para verificação são os apresentados nas Tabela 3.7 e Tabela 3.8, para γ_{f1} , γ_{f3} e γ_{f2} , respectivamente. Segundo a NBR 8681 (item 4.2.3.1), “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_o 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. O desdobramento do coeficiente de segurança γ_f em coeficientes parciais permite que os valores gerais especificados para γ_f possam ser discriminados em função de peculiaridades dos diferentes tipos de estruturas e de materiais de construção considerados, conforme 5.2.”

Os coeficientes γ_f constantes da Tabela 3.7 variam conforme o tipo de combinação das ações, que podem ser normais, especiais e excepcionais. Os valores das Tabela 3.7 e Tabela 3.8 podem ser modificados em casos especiais não contemplados, de acordo com a NBR 8681. “O valor do coeficiente de ponderação de cargas permanentes de mesma origem, em um dado carregamento, deve ser o mesmo ao longo de toda a estrutura. A única exceção é o caso da verificação da estabilidade como corpo rígido.”

Tabela 3.7 - Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ (Tabela 11.1 da NBR 6118).

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 ^a	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 representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.
a) “Para as ações permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3. Neste caso, as demais ações permanentes devem ser ponderadas conforme a ABNT NBR 8681:2003 Versão Corrigida:2004, Tabela 1.”

“Para elementos estruturais esbeltos críticos para a segurança de estrutura, como pilares e pilares-paredes com espessura inferior a 19 cm e lajes em balanço com espessura inferior a 19 cm, os esforços solicitantes de cálculo devem ser multiplicados pelo coeficiente de ajustamento γ_n (ver 13.2.3 e 13.2.4.1).” (NBR 6118, item 11.7.1).

Tabela 3.8 - Valores do coeficiente γ_{f2} (Tabela 11.2 da NBR 6118).

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1^a	Ψ_2
Cargas de utilização de edificações	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	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 ^c	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

a) "Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver seção 23.
b) Áreas com ocupação residencial ou hospedagem e áreas de acesso restrito.
c) Áreas com ocupação comercial, de escritórios, lojas, estações de passageiros, edifícios públicos e áreas de acesso público."

3.5.7.2 Estado-Limite de Serviço (ELS)

"Em geral, o coeficiente de ponderação das ações para estados-limites de serviço é dado pela expressão: $\gamma_f = \gamma_{f2}$." (NBR 6118, item 11.7.2). O coeficiente γ_{f2} tem valor variável conforme a verificação que se deseja fazer (ver Tabela 3.8):

- $\gamma_{f2} = 1$ para combinações raras;
- $\gamma_{f2} = \psi_1$ para combinações frequentes;
- $\gamma_{f2} = \psi_2$ 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 **frequentes** a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ 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 frequentes $\psi_1 F_{qk}$.

3.6 Estádios de Cálculo

Os Estádios podem ser definidos como os estágios de tensão pelo qual um elemento fletido passa, desde o carregamento inicial até a ruptura. A Figura 3.7 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 3.7, 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.

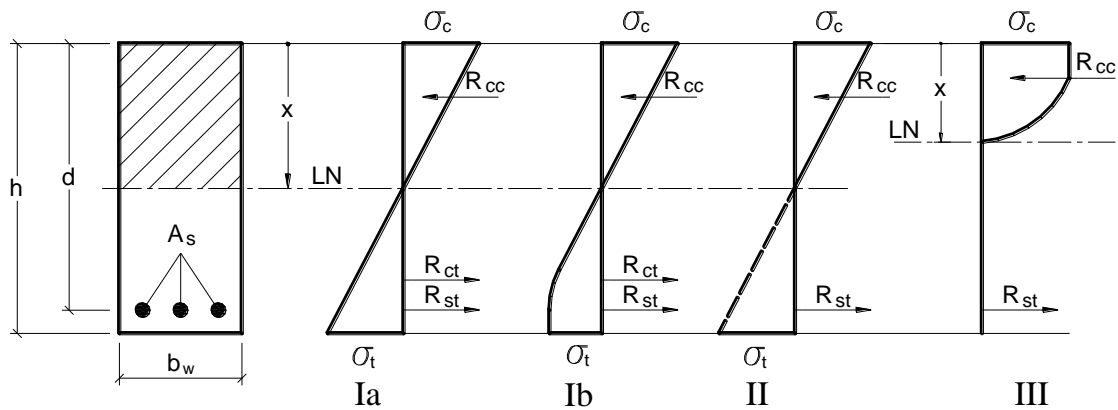


Figura 3.7 – Diagramas de tensão indicativos dos estádios de cálculo.

No Estádio 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 Estádio Ia resultam exageradas em função de se considerar a resistência do concreto à tração, que é muito pequena. 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 Estádio Ib, ou seja, o término do Estádio I e o início do Estádio II. No Estádio 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 Estádio 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 (ELU).

3.7 Domínios de Deformações

No item 17.2 a NBR 6118 estabelece critérios para a determinação dos esforços resistentes das seções de vigas, pilares e tirantes, submetidas à força normal e momentos fletores.⁸⁷ Dentre as hipóteses básicas admitidas na análise dos esforços resistentes está que o “estado-limite último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios definidos na Figura 17.1, onde ε_{c2} e ε_{cu} são definidos em 8.2.10.1.” (NBR 6118, item 17.2.2). Os domínios, em número de oito, mostrados na Figura 3.8, são representações da distribuição de deformações que ocorrem nas seções transversais de vigas, pilares e tirantes, quando submetidos a tensões normais. As deformações são de alongamento e de encurtamento, oriundas de tensões normais de tração e de compressão, respectivamente.

As possíveis formas de ruptura convencional podem ocorrer por deformação plástica da armadura sob tensões de tração (reta **a** e domínios 1 ou 2), ou pelo encurtamento limite do concreto (reta **b** e domínios 3, 4, 4a ou 5) (FUSCO, 1976).

⁸⁷ **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.

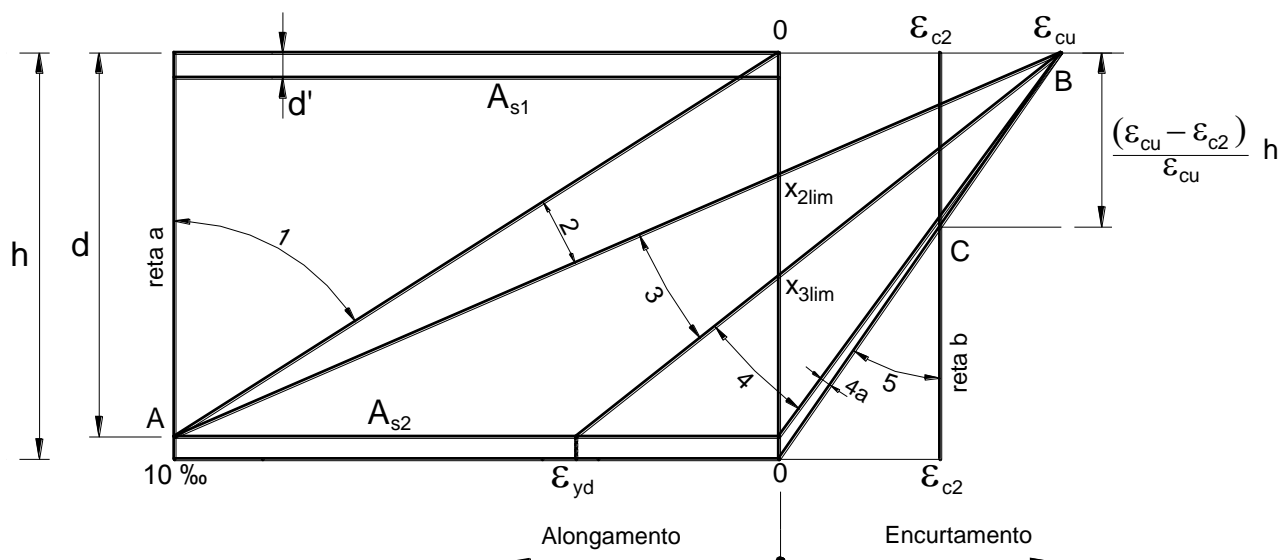


Figura 3.8 – Diagramas possíveis dos domínios de deformações (adaptada da Figura 17.1 da NBR 6118).

As deformações limites (ou últimas) são ϵ_{cu} para o encurtamento no concreto comprimido (igual a 3,5 ‰ para os concretos do Grupo I de resistência) e 10 ‰ para o alongamento na armadura tracionada, e como são valores últimos diz-se que os diagramas de deformações correspondem ao Estado-Limite Último.⁸⁸ No caso de compressão uniforme a deformação de encurtamento limite é ϵ_{c2} (igual a 2 ‰ para os concretos do Grupo I de resistência). As deformações ϵ_{cu} e ϵ_{c2} são calculadas com a Eq. 2.21 e Eq. 2.22.

O desenho dos diagramas de domínios pode ser entendido como uma peça sendo visualizada em vista (ou elevação), constituída com duas armaduras longitudinais próximas às faces superior e inferior da peça (A_{s1} e A_{s2}). A posição da linha neutra é dada pelo valor de x , contado a partir da fibra mais comprimida (se a seção transversal estiver inteiramente ou parcialmente comprimida) ou menos tracionada da peça (se a seção transversal estiver inteiramente tracionada). No caso específico da Figura 3.8, x é contado a partir da face superior. Em função dos vários domínios, a linha neutra estará compreendida no intervalo entre $-\infty$ (lado superior no desenho da Figura 3.8) e $+\infty$ (lado inferior do desenho). Quando $0 < x < h$, a linha neutra estará posicionada dentro da seção transversal. As características da cada um dos oito domínios são descritas a seguir.

3.7.1 Reta a

O caso de solicitação da **reta a** é a **tração uniforme** (tração simples ou tração axial), com a força normal de tração aplicada no centro de gravidade da seção transversal (Figura 3.9). A linha neutra (LN) encontra-se no infinito ($x = -\infty$), e todos os pontos da seção transversal, inclusive as armaduras (A_{s1} e A_{s2}), estão com deformação de alongamento igual à máxima permitida ($\epsilon_{s1} = \epsilon_{s2} = 10 \text{ ‰}$), o que significa que as duas armaduras estão com tensão de tração igual à de início de escoamento do aço de armadura passiva (f_{yd}). A tensão f_{yd} é a máxima permitida e proporciona um dimensionamento econômico, como mostrado na Figura 3.10. Como exemplo de elemento na **reta a** tem-se o tirante.

⁸⁸ Os diagramas são válidos para todos os elementos estruturais submetidos a solicitações normais, como a tração e a compressão uniformes e as flexões simples e compostas.

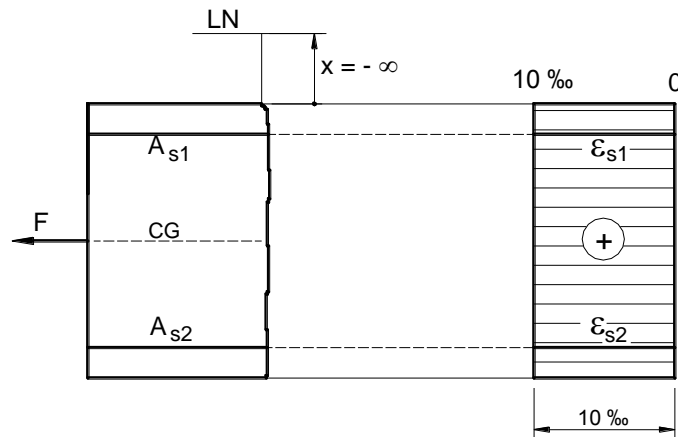


Figura 3.9 – Tração uniforme representativa do domínio reta a.

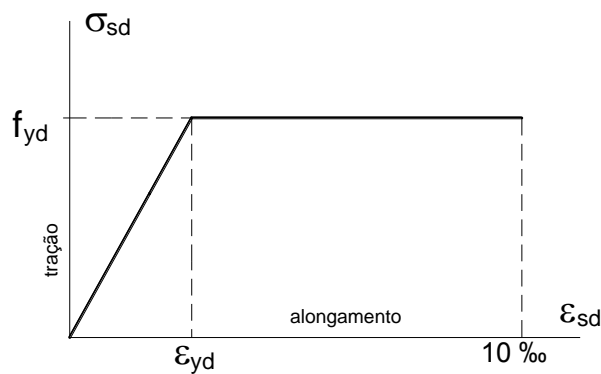
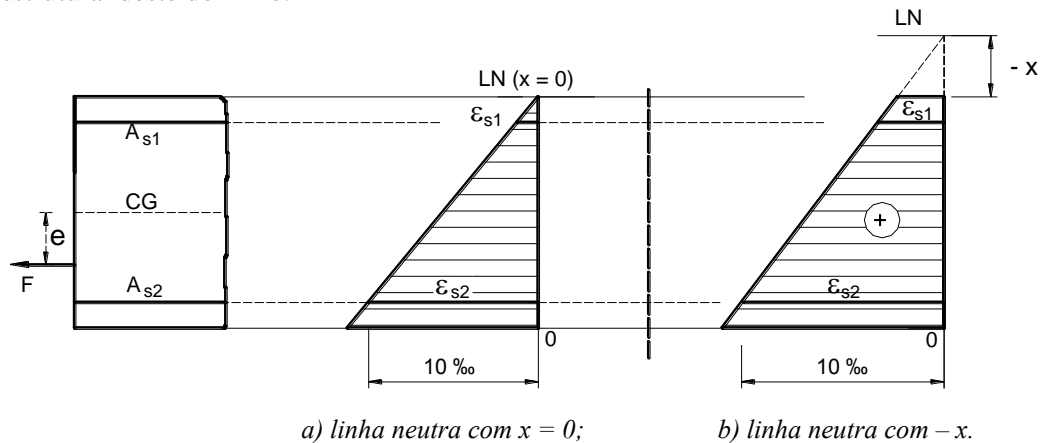


Figura 3.10 – Diagrama tensão x deformação de aço de armadura passiva.

3.7.2 Domínio 1

O **domínio 1** ocorre quando a força normal de tração não está aplicada no centro de gravidade da seção transversal (CG), isto é, existe uma excentricidade da força normal em relação ao centro de gravidade (Figura 3.11). A solicitação é de **tração não uniforme** que também se diz tração com pequena excentricidade. A seção está inteiramente tracionada, embora com deformações diferentes ao longo da altura da seção.

A deformação de alongamento na armadura mais tracionada (ϵ_{s2}) é fixa e vale 10 ‰. A linha neutra é externa à seção transversal, com x tendo um valor negativo (Figura 3.11b) e variando no intervalo $-\infty < x < 0$. Com $x = 0$ a seção está no limite entre os domínios 1 e 2 (Figura 3.11a). A capacidade resistente da seção é proporcionada apenas pelas armaduras, pois o concreto encontra-se inteiramente tracionado. O tirante é o elemento estrutural deste domínio.



a) linha neutra com $x = 0$;

b) linha neutra com $-x$.

Figura 3.11 – Tração não uniforme no domínio 1.

3.7.3 Domínio 2

No **domínio 2** ocorrem os casos de solicitação de **flexão simples** ou **composta** (tração ou compressão com grande excentricidade), Figura 3.12. A seção transversal tem parte tracionada e parte comprimida e o Estado-Limite Último é caracterizado pela deformação de alongamento fixa em 10 ‰ na armadura tracionada ($\epsilon_{s2} = 10 \text{ ‰}$). Em função da posição da linha neutra, que pode variar de zero a x_{2lim} ($0 < x < x_{2lim}$), a deformação de encurtamento na fibra mais comprimida varia de zero até ϵ_{cu} . No limite entre os domínios 2 e 3, com $x = x_{2lim}$, as deformações são os valores últimos, 10 ‰ na armadura tracionada (A_{s2}) e ϵ_{cu} no concreto na borda comprimida (fibra mais comprimida). Como $\epsilon_{s2} = 10 \text{ ‰}$, a tensão na armadura tracionada é igual à máxima permitida (f_{yd} - Figura 3.10). Por outro lado, o concreto comprimido tem folga, pois $\epsilon_{cd} < \epsilon_{cu}$.

O domínio 2 pode ser subdividido em 2a e 2b em função da deformação de encurtamento na borda comprimida (Figura 3.13). No **domínio 2a** considera-se a deformação variando de zero a ϵ_{c2} e no **domínio 2b** de ϵ_{c2} a ϵ_{cu} .

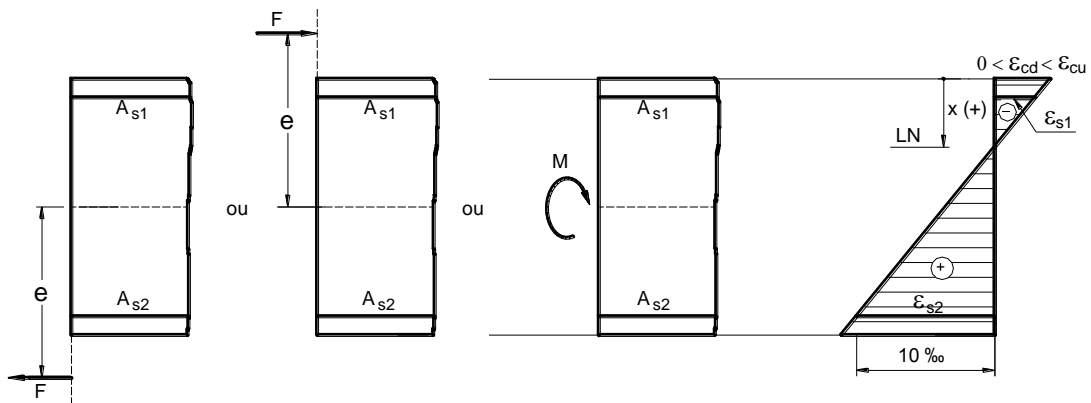


Figura 3.12 – Casos de solicitação e diagrama genérico de deformações do domínio 2.

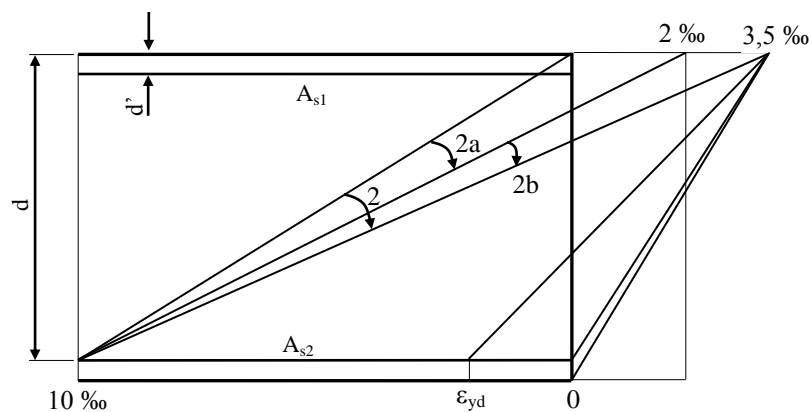


Figura 3.13 – Subdomínios 2a e 2b com deformações de encurtamento dos concretos do Grupo I.

3.7.4 Domínio 3

Os casos de solicitação do **domínio 3** são os mesmos do domínio 2, ou seja, **flexão simples** ou **composta** (tração ou compressão com grande excentricidade), Figura 3.14. A seção transversal tem parte tracionada e parte comprimida e o Estado-Limite Último é caracterizado pela deformação de encurtamento fixa em ϵ_{cu} no concreto da borda comprimida. A deformação de alongamento na armadura tracionada (ϵ_{s2}) varia da deformação de início de escoamento do aço (ϵ_{yd}) até o valor máximo de 10 ‰ ($\epsilon_{yd} < \epsilon_{s2} < 10 \text{ ‰}$), o que significa que na situação última a ruptura do concreto comprimido ocorre simultaneamente com o escoamento da armadura tracionada. A tensão na armadura tracionada é igual à máxima permitida (f_{yd} , Figura 3.10). A posição da linha neutra varia entre x_{2lim} e x_{3lim} ($x_{2lim} < x < x_{3lim}$). A armadura comprimida (A_{s1}), por estar próxima à borda comprimida, tem deformação de encurtamento pouco menor que ϵ_{cu} .

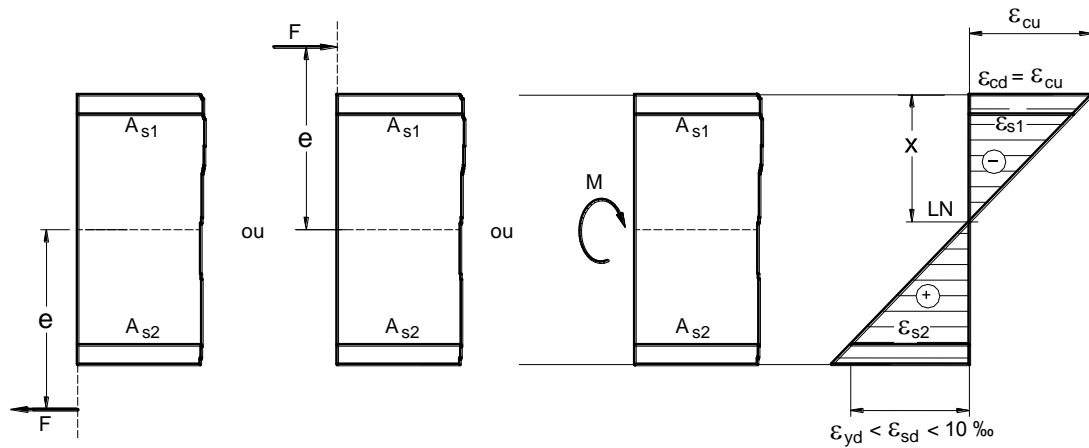


Figura 3.14 – Casos de solicitação e diagrama genérico de deformações do domínio 3.

3.7.5 Domínio 4

No **domínio 4** os casos de solicitação são a **flexão simples** ou **composta** (compressão com grande excentricidade), Figura 3.15. A seção transversal tem parte tracionada e parte comprimida e o Estado-Limite Último é caracterizado pela deformação de encurtamento fixa em ϵ_{cu} no concreto da borda comprimida. A posição da linha neutra varia entre x_{3lim} e a altura útil d ($x_{3lim} < x < d$). A deformação de alongamento na armadura tracionada (ϵ_{s2}) varia de zero até a deformação de início de escoamento do aço ($0 < \epsilon_{s2} < \epsilon_{yd}$), o que significa que a tensão na armadura é menor que a máxima permitida (f_{yd} , Figura 3.10), e portanto, o dimensionamento não é econômico. Na situação última a ruptura do concreto comprimido ocorre sem o escoamento simultâneo da armadura tracionada.

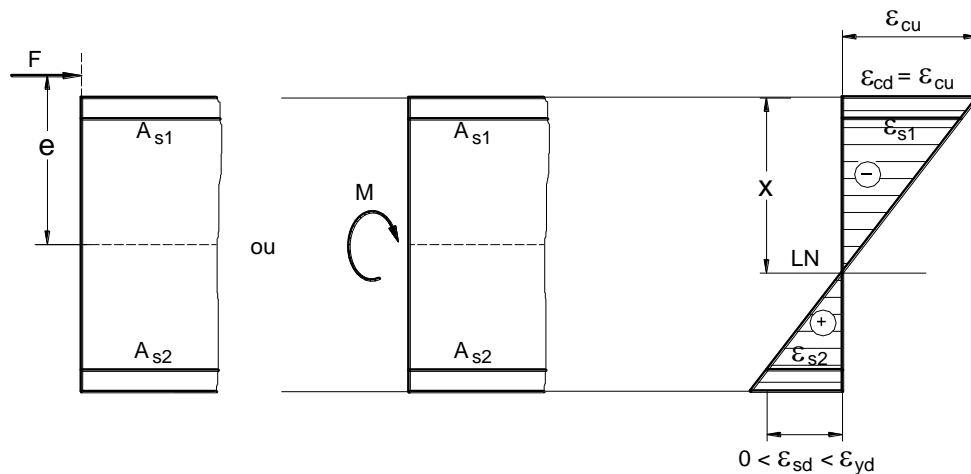


Figura 3.15 – Casos de solicitação e diagrama genérico de deformações do domínio 4.

3.7.6 Domínio 4a

No **domínio 4a** a solicitação é **flexão composta** (compressão com pequena excentricidade), Figura 3.16. A seção transversal tem a maior parte comprimida e apenas uma pequena parte tracionada, e o Estado-Limite Último é caracterizado pela deformação de encurtamento fixa em ϵ_{cu} no concreto da borda comprimida. A linha neutra varia entre d e h e passa na região de cobrimento da armadura menos comprimida ($d < x < h$). Ambas as armaduras encontram-se comprimidas, embora a armadura próxima à linha neutra tenha tensão muito pequena.

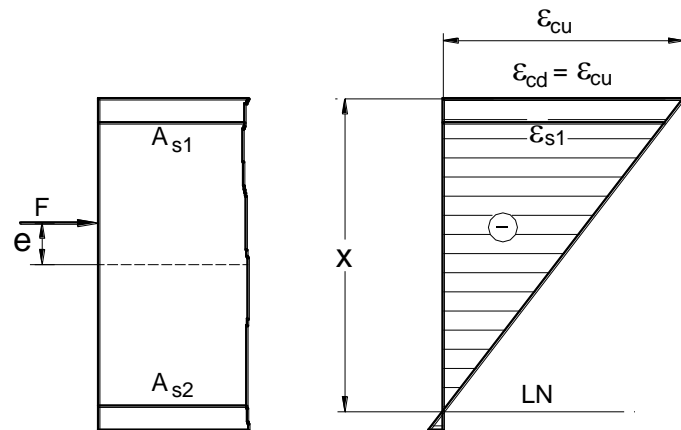


Figura 3.16 – Solicitação e diagrama genérico de deformações do domínio 4a.

3.7.7 Domínio 5

A solicitação é a **compressão não uniforme** (compressão com pequena excentricidade), Figura 3.17. A linha neutra não corta a seção transversal e varia de h até $+\infty$. A seção está inteiramente comprimida, bem como as armaduras A_{s1} e A_{s2} . O que caracteriza o domínio 5 é o ponto C, e a linha inclinada do diagrama de deformações passa sempre por este ponto. A deformação de encurtamento na borda mais comprimida varia de ϵ_{c2} a ϵ_{cu} e na borda menos comprimida varia de zero a ϵ_{c2} , em função da posição da linha neutra.

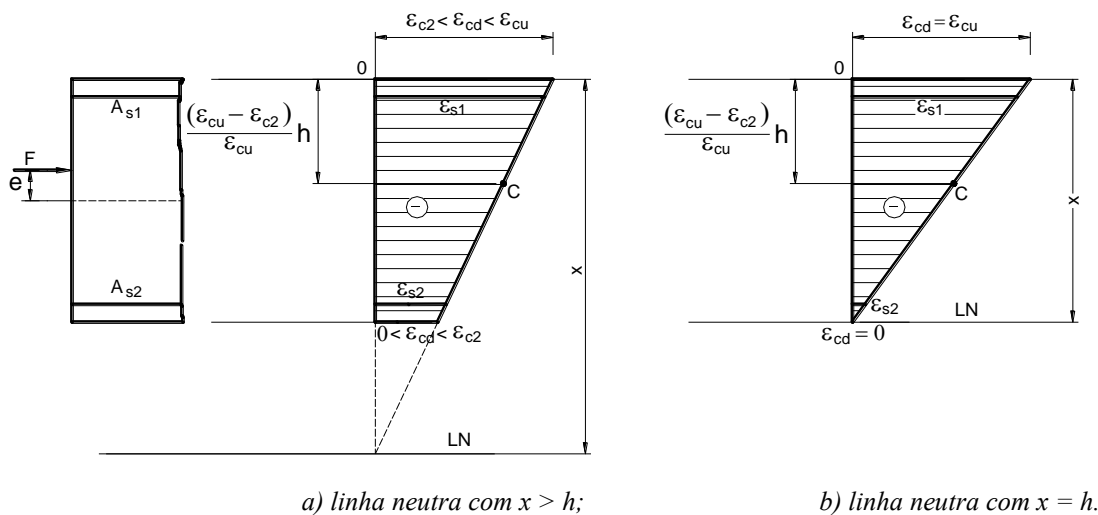


Figura 3.17 – Compressão não uniforme no domínio 5.

3.7.8 Reta b

A solicitação é a **compressão uniforme** (compressão simples ou compressão axial), com a força normal de compressão aplicada no centro de gravidade da seção transversal (Figura 3.18). 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 (ϵ_{c2}) e a mesma tensão de compressão (σ_{sd}).

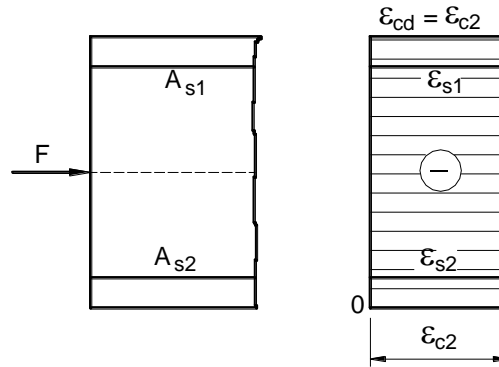


Figura 3.18 – Compressão uniforme na reta b.

3.7.9 Determinação de x_{2lim} e x_{3lim}

Considerando o desenho da Figura 3.8, o diagrama de deformações da Figura 3.19 permite deduzir o valor de x_{2lim} :

$$\frac{x_{2lim}}{\epsilon_{cu}} = \frac{d - x_{2lim}}{10} \quad \rightarrow \quad x_{2lim} = \frac{\epsilon_{cu} d}{10 + \epsilon_{cu}}$$

Observa-se que x_{2lim} é uma distância que depende do concreto e da altura útil d da peça. Para concretos de classes C55 até C90, ϵ_{cu} depende da resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}). Para concretos de classes até o C50, $\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$ e aplicando este valor na equação tem-se:

$$x_{2lim} = 0,26 d \quad , \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.12}$$

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

$$\beta_{x_{2lim}} = 0,26 \quad , \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.13}$$

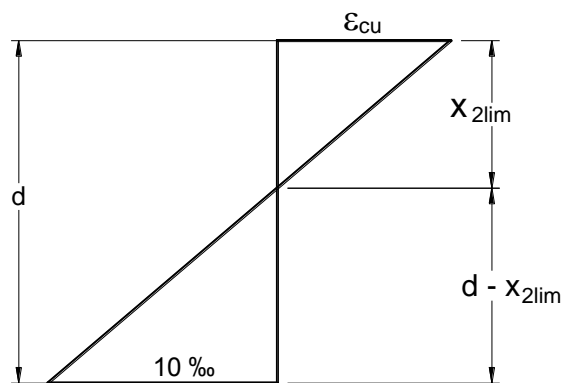


Figura 3.19 – Diagrama de deformações para a dedução de x_{2lim} .

Da Figura 3.20 encontra-se x_{3lim} :

$$\frac{x_{3lim}}{\epsilon_{cu}} = \frac{d - x_{3lim}}{\epsilon_{yd}} \quad \rightarrow \quad x_{3lim} = \frac{\epsilon_{cu} d}{\epsilon_{yd} + \epsilon_{cu}}$$

Observa-se que x_{3lim} é uma distância que depende do concreto, do aço e da altura útil d da peça. Para concretos de classes C55 até C90, ϵ_{cu} depende da resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}). Para concretos de classes até o C50 (Grupo I), $\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$ e aplicando este valor na equação tem-se:

$$x_{3lim} = \frac{3,5 d}{\varepsilon_{yd} + 3,5} \quad , \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.14}$$

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

$$\beta_{x3lim} = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{yd}} \quad , \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.15}$$

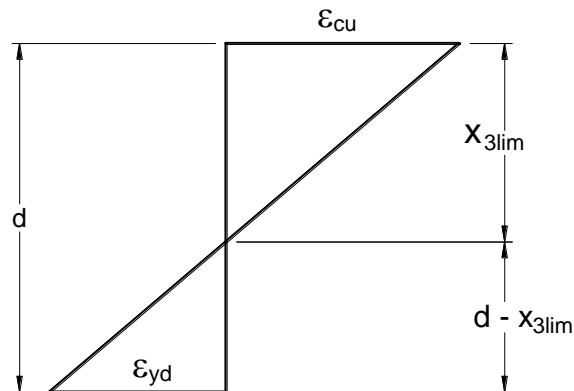


Figura 3.20 – Diagrama de deformações para a dedução de x_{3lim} .

Os valores de x_{3lim} e β_{x3lim} (Eq. 3.14 e Eq. 3.15) dependem de ε_{yd} e assim da categoria do aço da armadura, como indicado na Tabela 3.9 para os concretos do Grupo I de resistência.

Tabela 3.9 - Valores de ε_{yd} , x_{3lim} e β_{x3lim} para concretos de classes até C50.

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

Teste seu conhecimento

- 1) Quais os três requisitos básicos de qualidade que uma estrutura de Concreto Armado deve apresentar?
- 2) O que é vida útil de projeto?
- 3) Quais são os principais mecanismos de deterioração do concreto?
- 4) Explique o que são despassivação da armadura por carbonatação e por ação de cloretos?
- 5) Quais as causas principais de deterioração da estrutura?
- 6) Quais as classes de agressividade ambiental e os riscos de deterioração da estrutura correspondentes?
- 7) Explique por que as características do concreto e a espessura do cobrimento são os principais fatores garantidores da durabilidade das estruturas de concreto.
- 8) Para a estrutura da área íntima de um apartamento residencial em área urbana de cidade situada em região com ambiente não agressivo, qual a relação a/c máxima indicada pela NBR 6118? E para uma estrutura situada em região sob influência de ambiente marítimo?
- 9) Qual é a resistência mínima à compressão e qual a relação água cimento máxima do concreto estrutural?
- 10) O que são: cobrimento mínimo, tolerância de execução e cobrimento nominal?
- 11) Quais os cuidados principais para garantir que não ocorra a corrosão da armadura?
- 12) Qual a relação entre a dimensão máxima do agregado graúdo e o cobrimento nominal?
- 13) Quais as espessuras mínimas do cobrimento nominal para uma laje com classes de agressividade ambiental fraca e moderada? Como esses valores podem ser diminuídos?
- 14) Idem para vigas e pilares.

- 15) Qual é o conceito de segurança de uma estrutura?
- 16) Em qual Estado-Limite é feito o dimensionamento de uma peça?
- 17) Qual a definição para o Estado-Limite Último?
- 18) Cite três situações que podem levar uma estrutura ao Estado-Limite Último.
- 19) Por que um elemento estrutural, ou a estrutura, deve apresentar ductilidade adequada?
- 20) Qual a definição para o Estado-Limite de Serviço?
- 21) Enumere e defina os Estados-Limites de Serviço existentes.
- 22) Qual o critério básico para se verificar a segurança das estruturas de concreto quanto às condições analíticas de segurança?
- 23) Como é calculada a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck})? Explique o conceito relativo a este valor.
- 24) 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?
- 25) Definir os seguintes tipos de ações: permanentes; permanentes diretas; permanentes indiretas; variáveis; variáveis diretas; variáveis indiretas; excepcionais.
- 26) Como são considerados os valores de cálculo das ações no Estado-Limite Último?
- 27) Por que são utilizados valores reduzidos ψ ?
- 28) Definir as combinações: última normal; última especial ou de construção; última excepcional; quase-permanente; frequente; rara.
- 29) Qual o significado de Estádio de cálculo de uma peça fletida. Explique e desenhe os Estádios Ia, Ib, II e III?
- 30) Qual o significado de Domínios de Deformações? Desenhe o diagrama com todos os domínios.
- 31) Explique as características de cada um dos seguintes domínios: reta a, 1, 2, 3, 4, 4a, 5 e reta b.
- 32) Como são deduzidos os valores de x_{2lim} e x_{3lim} ? Qual a definição para β_x .
- 33) Quais os valores de x_{2lim} , x_{3lim} e β_{x3lim} para o aço CA-50?

Referências

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto*. NBR 6118, ABNT, 2023, 242p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. NBR 6120 ABNT, 2019 (versão corrigida), 61p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Forças devidas ao vento em edificações*. NBR 6123, ABNT, 2013 (versão corrigida), 66p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*. NBR 8681, ABNT, 2003, 18p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento*. NBR 12655, ABNT, 2022, 22p.
- 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.
- FUSCO, P.B. *Estruturas de Concreto - Fundamentos do Projeto Estrutural*. São Paulo, Ed. USP e McGraw-Hill, 1976, 298p.
- RÜSCH, H. *Concreto armado e protendido – Propriedades dos materiais e dimensionamento*. Rio de Janeiro, Ed. Campus, 1981, 396p.

CAPÍTULO 4

4. ELEMENTOS ESTRUTURAIS

4.1 Classificação Geométrica dos Elementos Estruturais

Neste item apresenta-se uma classificação dos elementos estruturais com base na geometria e nas dimensões, e também as principais características dos elementos estruturais mais importantes e comuns nas edificações em Concreto Armado. 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).

4.1.1 Elementos Lineares

Elementos lineares são “aqueles em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal, sendo também denominados **barras**.” (NBR 6118, item 14.4.1). Os exemplos mais comuns são 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 inexitem 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 11173. Perfis de aço aplicados nas construções com estruturas metálicas são exemplos típicos de elementos lineares de seção delgada (Figura 4.1b).

4.1.2 Elementos de Superfície

Os **elementos de superfície** (ou bidimensionais) são “elementos em que uma dimensão, usualmente chamada de espessura, é relativamente pequena em face das demais [...], Figura 4.1c (NBR 6118, item 14.4.2). Os exemplos mais comuns são as lajes e as paredes, como de reservatórios. Também são chamados *elementos de superfície*.

Quando a superfície é plana tem-se a **placa** ou a **chapa**. A **placa** tem o carregamento perpendicular ao plano da superfície, e a **chapa** tem o carregamento contido no plano da superfície (Figura 4.2) (NBR 6118, itens 14.4.2.1 e 14.4.2.2). O exemplo mais comum de placa é a laje e de chapa é a viga-parede⁸⁹. Quando a superfície é curva (não plana) o elemento é chamado **casca** (Figura 4.3 e Figura 4.4).

“Placas com espessura maior que 1/3 do vão devem ser estudadas como placas espessas.” (NBR 6118, item 14.4.2.1).

4.1.3 Elementos Tridimensionais

Elementos tridimensionais são os elementos onde as três dimensões têm a mesma ordem de grandeza, os *elementos de volume* (Figura 4.1d). São exemplos mais comuns os blocos e sapatas de fundação, os consolos, etc.

⁸⁹ **Viga-parede**: chapa de concreto em que o vão é menor que três vezes a maior dimensão da seção transversal (NBR 6118, 14.4.2.2).

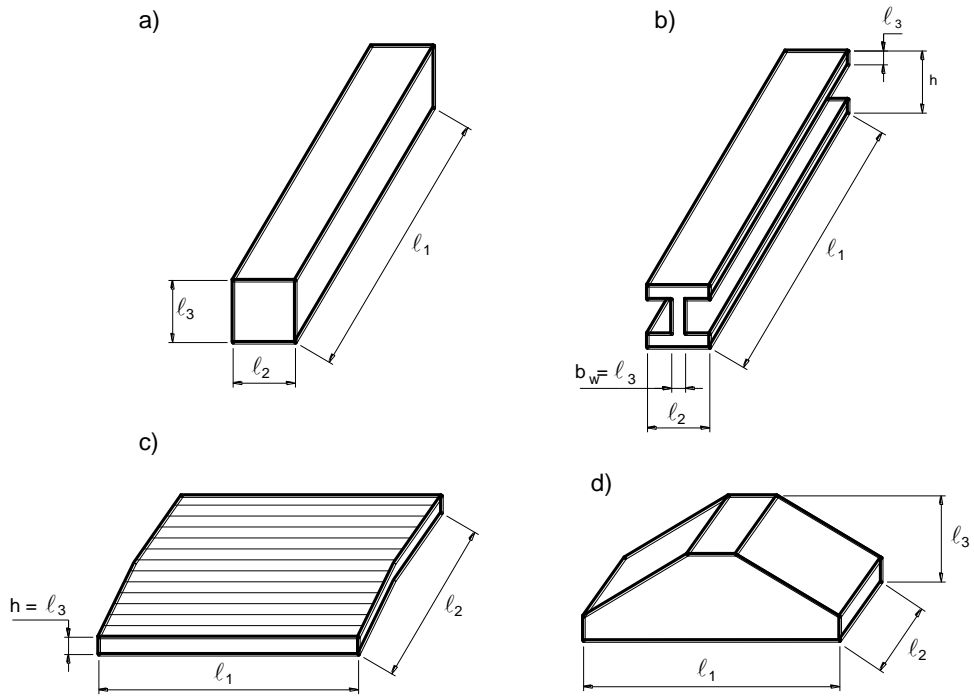
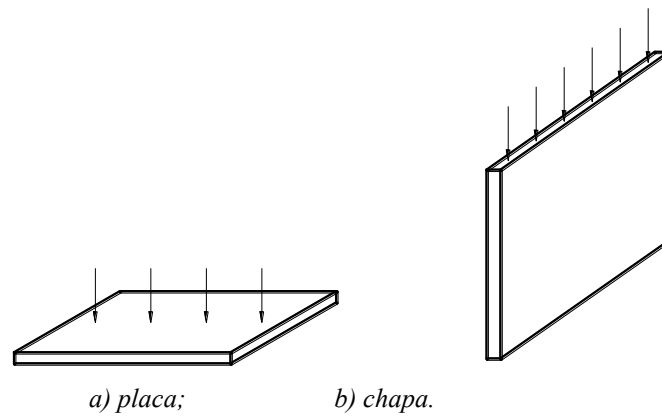


Figura 4.1 – Classificação geométrica dos elementos estruturais (FONTE: FUSCO, 1976).



a) placa; b) chapa.

Figura 4.2 – Características dos carregamentos nas placas e nas chapas.



Figura 4.3 – Exemplos de estrutura com superfícies em casca.



Figura 4.4 – Exemplo de estrutura com superfícies em casca.

4.1.4 Laje

Laje é um elemento plano, bidimensional, cuja função principal é servir de piso ou cobertura nas edificações, e que se destina geralmente a receber as ações verticais aplicadas, provenientes da utilização da laje em função de sua finalidade arquitetônica, como de pessoas, móveis, pisos, paredes, e de outros mais variados tipos de carga que podem existir.

As ações perpendiculares ao plano da laje podem ser separadas em: distribuída na área: peso próprio, contrapiso, revestimento na borda inferior, etc; distribuída linearmente: carga de parede apoiada na laje; concentrada: pilar apoiado na laje. As ações são geralmente transmitidas para as vigas de apoio nas bordas da laje, como mostrado na Figura 4.5, mas eventualmente também podem ser transmitidas diretamente aos pilares. As lajes existem em variados tipos, como maciças, nervuradas, lisas, pré-moldadas, etc.

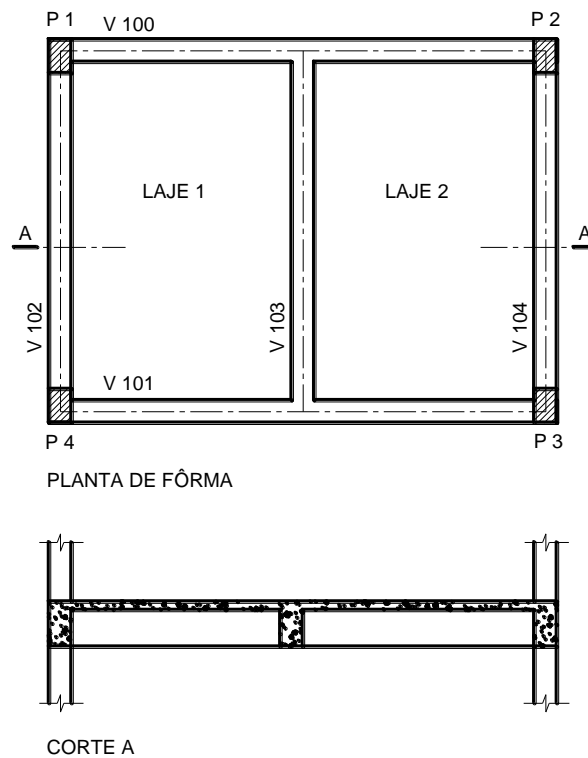


Figura 4.5 – Planta de fôrma simples com duas lajes maciças.

4.1.4. Laje Maciça

Lajes maciças são aquelas com a espessura totalmente preenchida com concreto – sem vazios, contendo armaduras embutidas no concreto, e apoiadas ao longo de todo ou parte do perímetro. No caso de lajes com quatro bordas, a situação mais comum é a laje apoiar-se na quatro bordas, como as lajes 1 e 2 mostradas na Figura 4.5, mas as lajes podem também ter bordas não apoiadas, chamada borda livre. Assim tem-se a laje com uma ou duas bordas livres. A laje L1 da Figura 4.6 é uma laje maciça apoiada nas quatro bordas (vigas V1 a V4), e a laje L2 é uma laje maciça em balanço, porque tem bordas livres, sem vigas de apoio, encontrando-se engastada na laje L1.

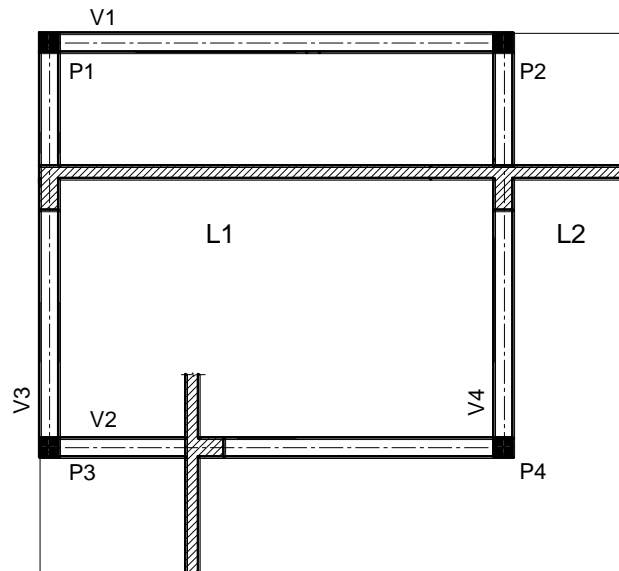


Figura 4.6 – Lajes maciças e laje em balanço (L2).

As lajes maciças de concreto 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 edificações residenciais e outras de pequeno porte, pois nesses tipos de edificação as lajes nervuradas pré-fabricadas apresentam vantagens nos aspectos custo e facilidade de construção.

No item 13.2.4 a NBR 6118 especifica as espessuras mínimas para as lajes maciças, sendo 8 cm no caso de laje de piso não em balanço. A Figura 4.7 mostra lajes maciças em edificação.



Figura 4.7 – Lajes maciças sendo concretadas e em construção.

4.1.4. Lajes Lisa e Cogumelo

Segundo a definição da NBR 6118 (item 14.7.8): “**Lajes-cogumelo** são lajes apoiadas diretamente em pilares com capitéis, enquanto **lajes lisas** são apoiadas nos pilares sem capitéis.” (Figura 4.8 a Figura 4.10). **Capitel** é o elemento resultante do aumento da espessura da laje na região adjacente ao pilar de apoio, com a finalidade de aumentar a capacidade resistente devido à alta concentração de tensões nessa região. Ambas as lajes são maciças, de concreto e aço e sem vazios ou enchimentos, mas não se apoiam nas bordas, somente nos pilares.

Em um pavimento 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 edificação de médio e grande porte, inclusive edifícios relativamente altos. Apresentam como vantagens custos menores e maior rapidez de construção. No entanto, são suscetíveis a maiores deformações verticais (flechas).

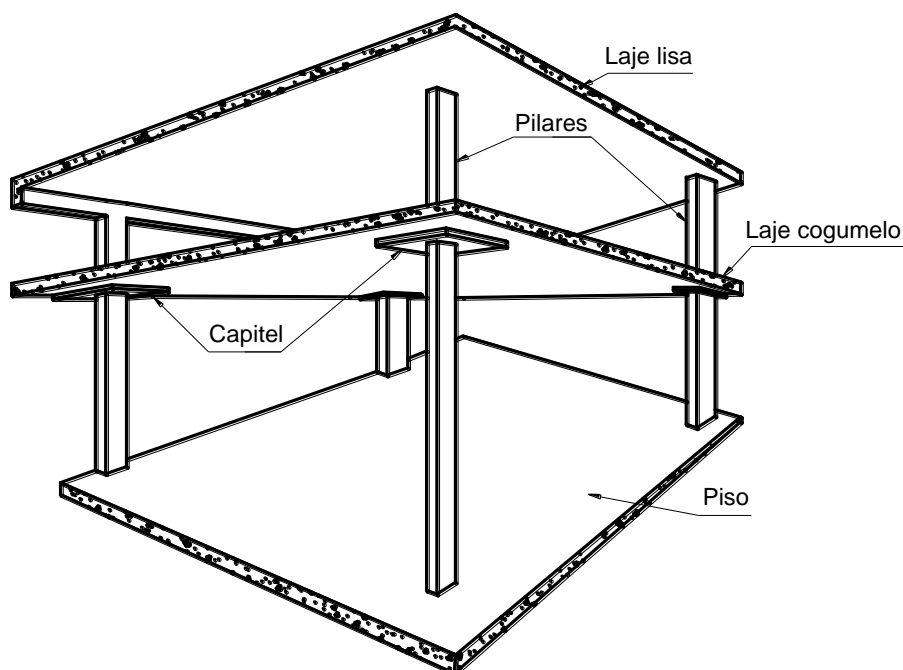


Figura 4.8 – Exemplo de lajes lisa e cogumelo (FONTE: MACGREGOR, 1997).



Figura 4.9 - Capitel de laje cogumelo.



Figura 4.10 - Laje lisa (que se apoia diretamente no pilar).

4.1.4. Laje Nervurada

“*Lajes nervuradas* são as lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos esteja localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte.” (NBR 6118, item 14.7.7). As lajes com nervuras pré-moldadas são comumente chamadas pré-fabricadas, e devem atender a normas específicas. A Figura 4.11 mostra uma laje nervurada moldada no local (moldada *in loco*). Existem também lajes nervuradas moldadas no local sem material de enchimento, construídas com moldes plásticos removíveis (Figura 4.12).

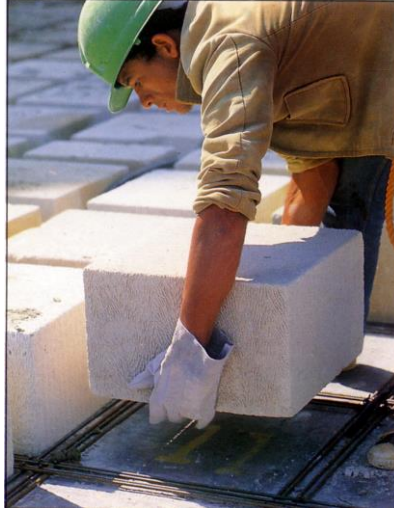


Figura 4.11 – Laje nervurada moldada no local com enchimento em bloco de concreto celular autoclavado (FONTE: ATEX BRASIL, s/d).



Figura 4.12 – Lajes nervuradas sem material de enchimento (FONTE: FAULIM, 2004).

As lajes pré-fabricadas do tipo treliçada, onde a armadura tem a forma de uma treliça espacial, vem ganhando maior espaço na aplicação em edificações residenciais de pequeno porte e até mesmo em edifícios de baixa altura, principalmente devido ao bom comportamento estrutural e facilidade de execução (Figura 4.13 e Figura 4.14). Existem também as lajes onde as nervuras pré-fabricadas são protendidas, e com preenchimento de blocos cerâmicos entre as nervuras (Figura 4.15). Há longos anos existem também as lajes alveolares protendidas, largamente utilizadas nas construções de concreto pré-moldado (Figura 4.16).

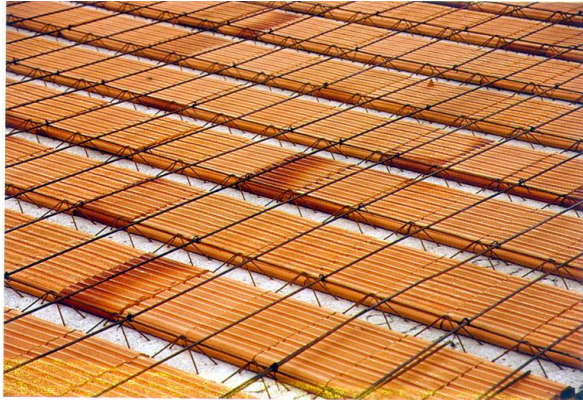


Figura 4.13 – Exemplo de laje nervurada pré-fabricada do tipo treliçada (FONTE: FAULIM, 2004).



Figura 4.14 – Laje pré-fabricada do tipo treliçada com enchimento em blocos cerâmicos e de isopor.



Figura 4.15 – Laje pré-fabricada com nervura protendida.



Figura 4.16 – Laje alveolar de Concreto Protendido (FONTE: TATU PRÉ-MOLDADOS, 2004).

4.1.5 Viga

Vigas são “*elementos lineares onde a flexão é preponderante.*” (NBR 6118, item 14.4.1.1). São classificadas como barras. Sua função básica é vencer vãos e transmitir as cargas para os apoios, geralmente pilares (Figura 4.17). Ao longo do eixo longitudinal as vigas podem ser curvas, mas na maioria das aplicações são retas e horizontais. Os carregamentos são provenientes de lajes, de outras vigas, de paredes de alvenaria, de pilares, etc., geralmente perpendiculares ao eixo longitudinal. Momentos de torção e forças normais de compressão ou de tração, na direção do eixo longitudinal, também podem ocorrer.

As vigas, juntamente com as lajes e pilares, compõem a estrutura de contraventamento responsável por proporcionar a estabilidade global dos edifícios às ações verticais e horizontais. Geralmente têm duas armaduras diferentes, a longitudinal e a transversal, compostas respectivamente por barras longitudinais e estribos (Figura 4.18 e Figura 4.19).

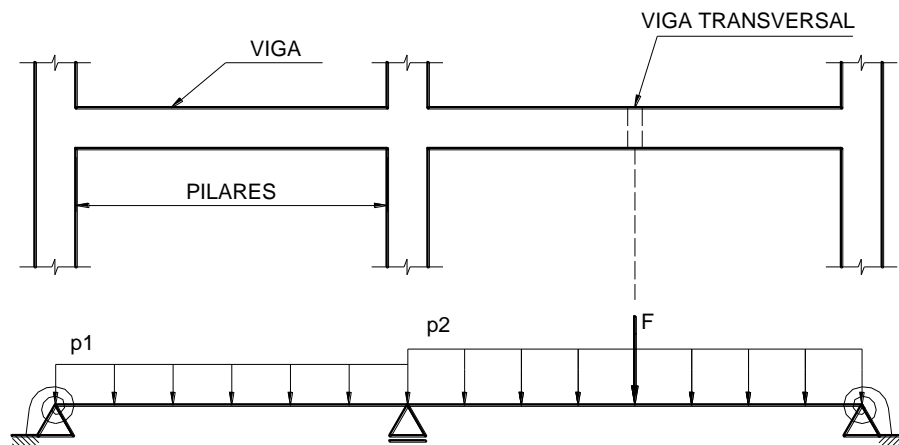


Figura 4.17 – Viga reta de concreto.

VS1 = VS3 (19 x 60)

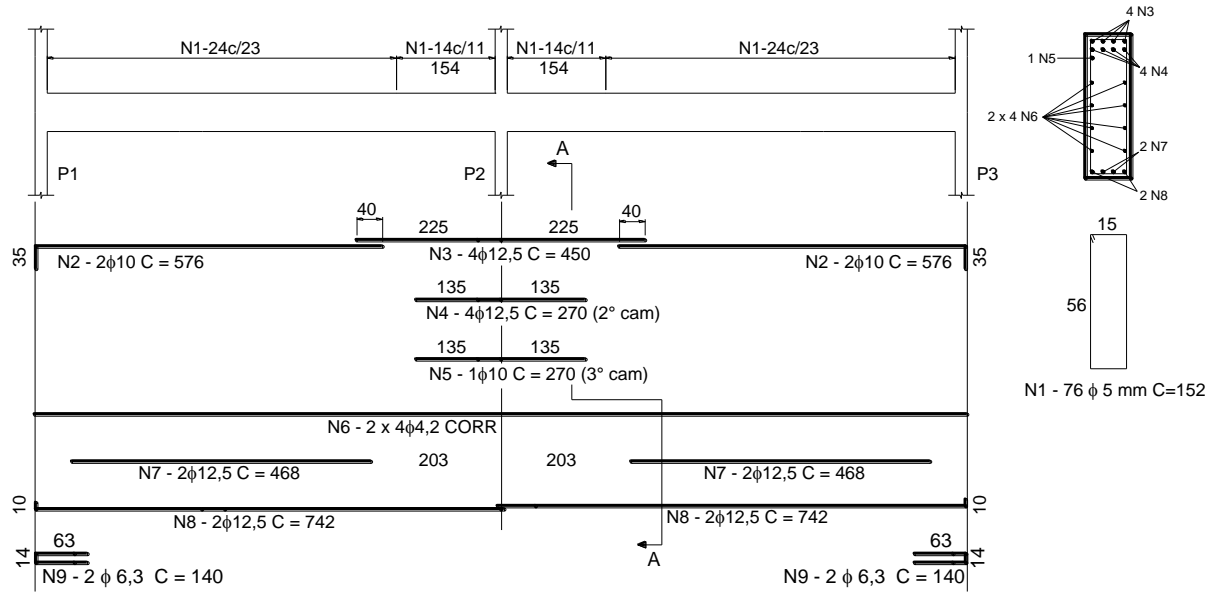


Figura 4.18 – Exemplo de armação de uma viga contínua.

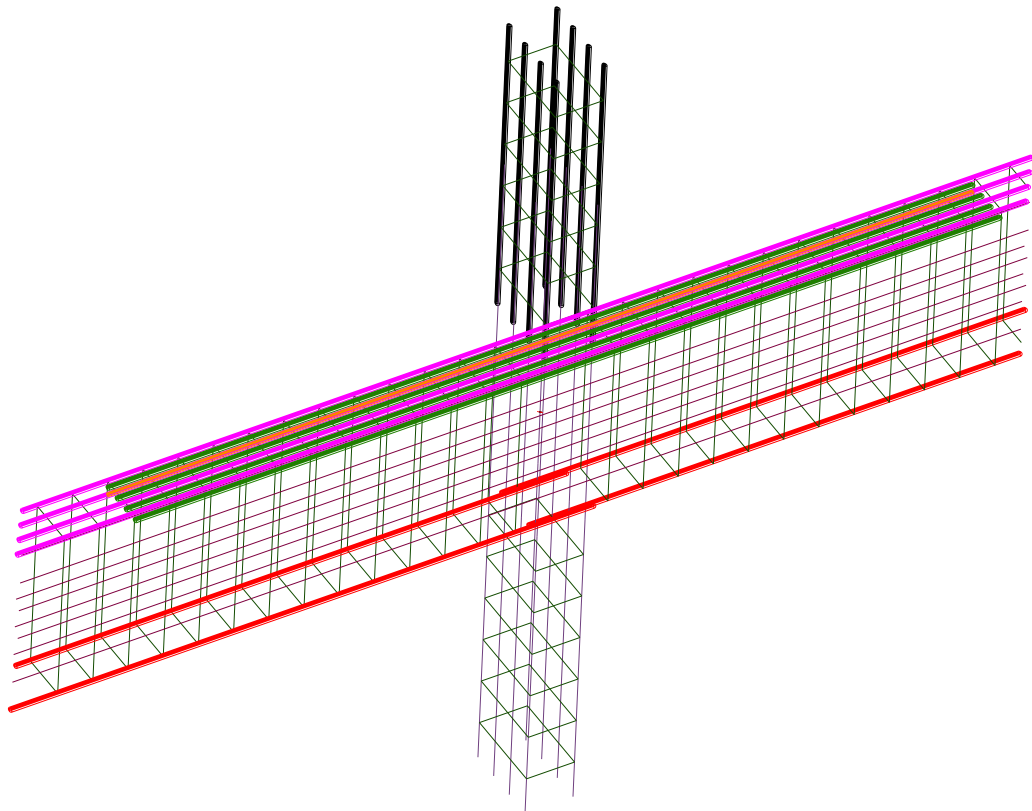


Figura 4.19 – Trecho da armadura da viga no pilar interno.

Da Figura 4.20 à Figura 4.24 são mostrados exemplos de vigas em construções.



Figura 4.20 – Vigas baldrame para apoio das paredes da residência.



Figura 4.21 – Viga invertida na base de uma parede.



Figura 4.22 – Exemplo de vigas de edifícios de múltiplos pavimentos.



Figura 4.23 – Exemplos de vigas em sobrado residencial.



Figura 4.24 - Vigas com mudança de direção, caso onde os momentos de torção devem ser considerados.

4.1.6 Pilar

Pilares são “elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes.” (NBR 6118, item 14.4.1.2 - Figura 4.25). As ações que recebem, geralmente de vigas e lajes, são transmitidas às fundações das edificações, na grande maioria dos casos.

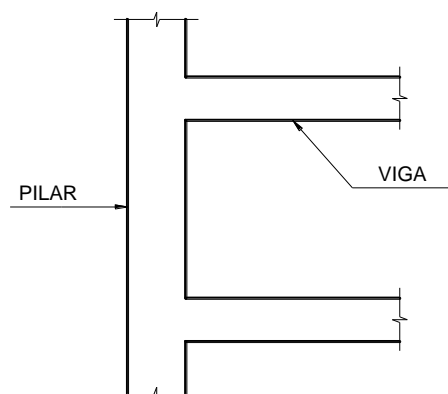


Figura 4.25 - Pilar.

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. Como elementos verticais, são os principais responsáveis na estabilidade global dos edifícios, compondo o sistema de contraventamento juntamente com as vigas e lajes. Pilares em edificações são mostrados da Figura 4.26 à Figura 4.31.



Figura 4.26 – Pilar na fachada de edifício.



Figura 4.27 – Pilares em um edifício de múltiplos pavimentos.



Figura 4.28 – Montagem de um pilar e detalhe da fôrma.



Figura 4.29 – Detalhes de pilar em edifício.



Figura 4.30 – Detalhe da ligação de pilar de edifício com a parede de vedação.



Figura 4.31 – Pilar sendo concretado e detalhe da fôrma.

4.1.7 Tubulão e Bloco de Fundação

Os **blocos de fundação** “são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para sapatas.” (NBR 6118, item 22.7.1). São utilizados para receber as ações dos pilares e transmiti-las ao solo, diretamente ou através de estacas ou tubulões (Figura 4.32).

As **estacas** são elementos destinados a transmitir as ações ao solo, o que ocorre por meio do atrito da superfície de contato da estaca ao longo do comprimento e pelo apoio da ponta inferior no solo. Há uma infinidade de tipos diferentes de estacas, cada qual com finalidades específicas. Os blocos podem ser apoiados em uma, duas, três, ou teoricamente para um número qualquer de estacas.

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. Os blocos sobre tubulões podem ser suprimidos, e neste caso é necessário reforçar com armadura a região superior do fuste, a cabeça do tubulão, que passa a receber o carregamento diretamente do pilar.

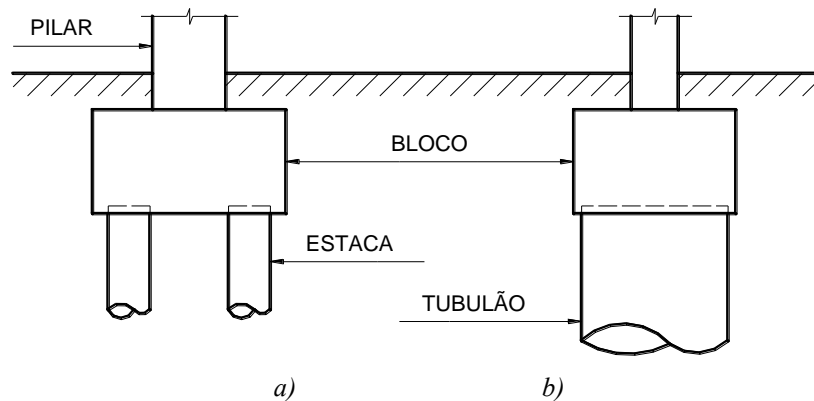


Figura 4.32 - Bloco sobre: a) estacas e b) tubulão.

Na Figura 4.33 até a Figura 4.40 são ilustrados tubulões e blocos de fundação.

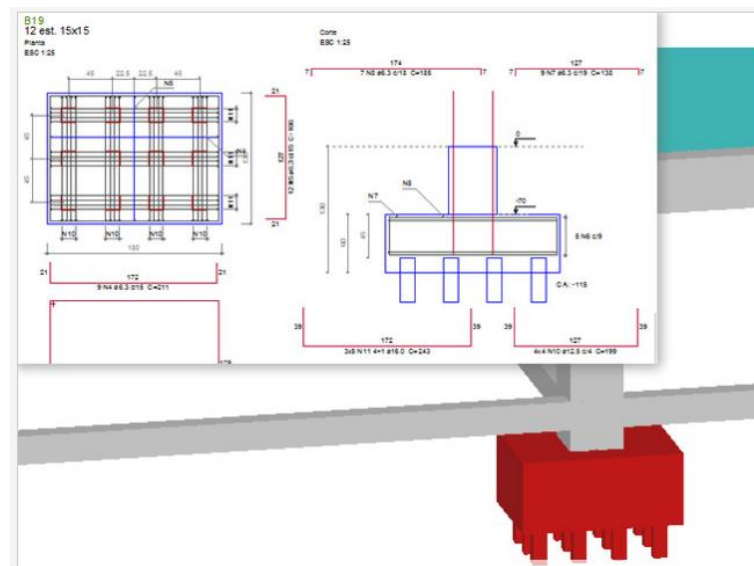


Figura 4.33 - Bloco várias estacas (FONTE: AltoQi, s/d).

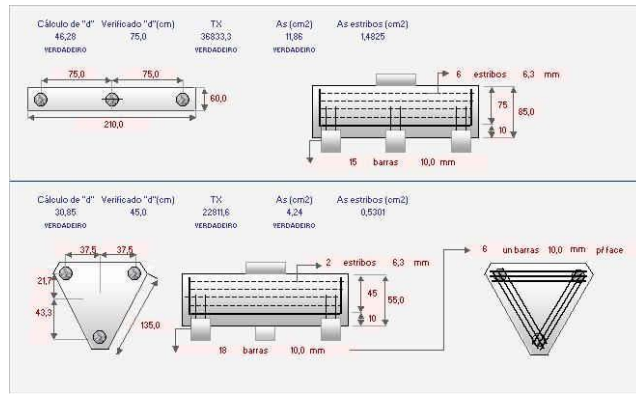


Figura 4.34 – Desenhos esquemáticos de blocos sobre três estacas. (FONTE: SITE ENGENHARIA – PROGRAMAS DE FUNDAÇÕES, s/d).

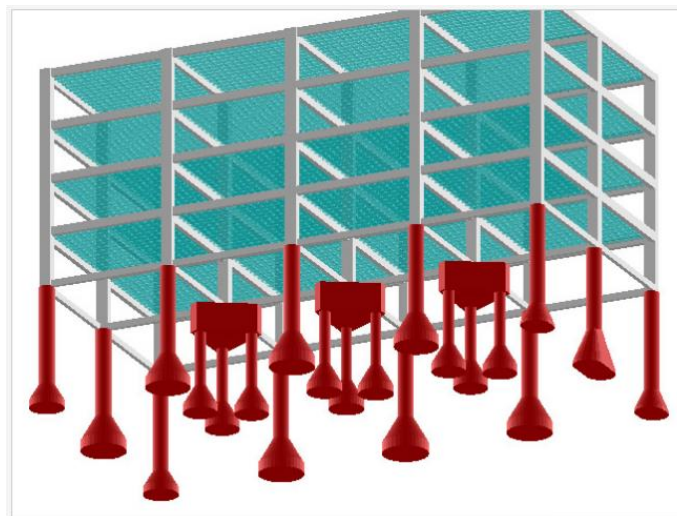
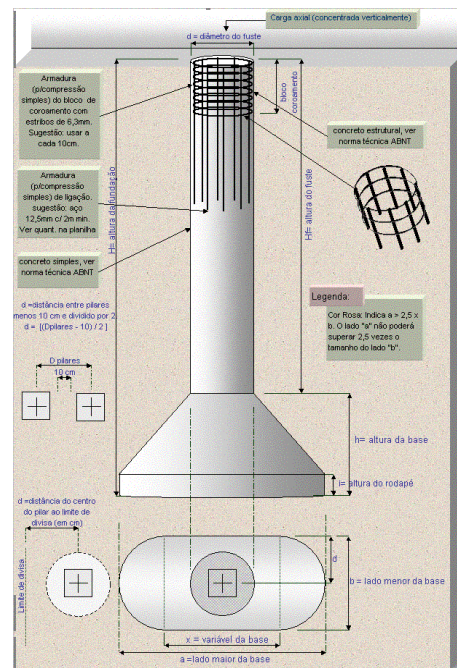


Figura 4.35 – Blocos sobre tubulões e pilares diretamente sobre o tubulão (FONTE: AltoQi, s/d).



a) tubulão em vistoria;



b) desenho esquemático (FONTE: SITE ENGENHARIA – PROGRAMAS DE FUNDAÇÕES, s/d).

Figura 4.36 – Tubulão de concreto.



Figura 4.37 – Tubulões sendo escavados manualmente e com equipamento.



Figura 4.38 – Lançamento do concreto no tubulão e adensamento do concreto do topo do fuste.



Figura 4.39 – Blocos de fundação já concretados.

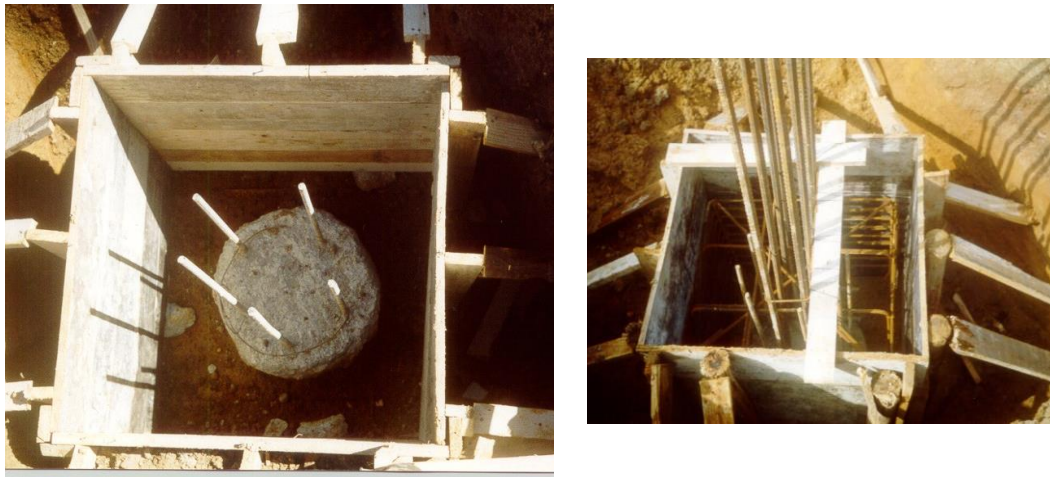


Figura 4.40 – Bloco sobre uma estaca em construção.

4.1.8 Sapata

Sapatas “são estruturas de volume usadas para transmitir ao terreno as cargas de fundação, no caso de fundação direta.” (NBR 6118, item 22.6.1). As sapatas recebem as ações dos pilares e as transmitem diretamente ao solo. São classificadas em isoladas, associadas, corridas, excêntricas, de divisa, etc.

A **sapata isolada** serve de apoio para apenas um pilar (Figura 4.41 e Figura 4.42), a **associada** serve para a transmissão simultânea do carregamento de dois ou mais pilares. A **sapata corrida** tem este nome porque é disposta ao longo do comprimento do elemento que lhe aplica o carregamento, geralmente uma parede de alvenaria ou de concreto (Figura 4.43 e Figura 4.44), sendo comum em edificações de pequeno porte onde o solo tem boa capacidade de suporte de carga a baixas profundidades.

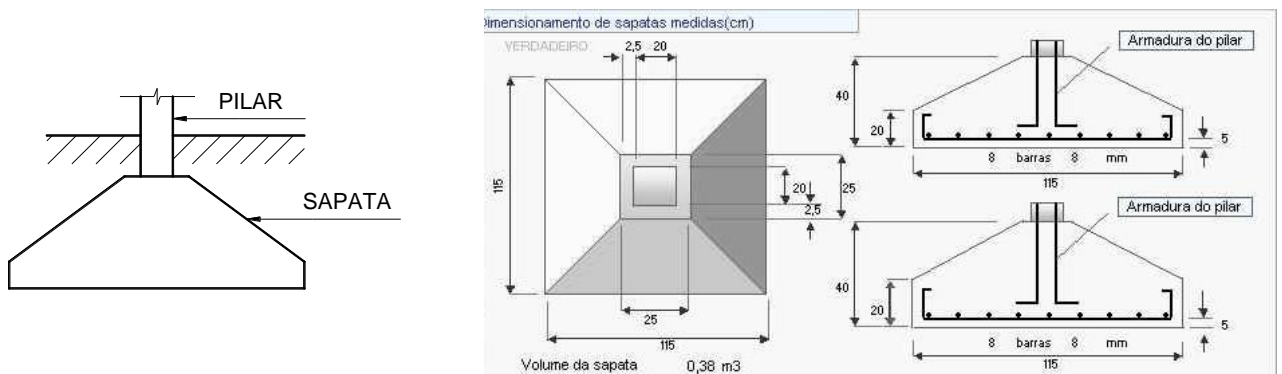


Figura 4.41 – Sapata isolada e detalhe da armação.

(FONTE: SITE ENGENHARIA – PROGRAMAS DE FUNDAÇÕES, s/d).

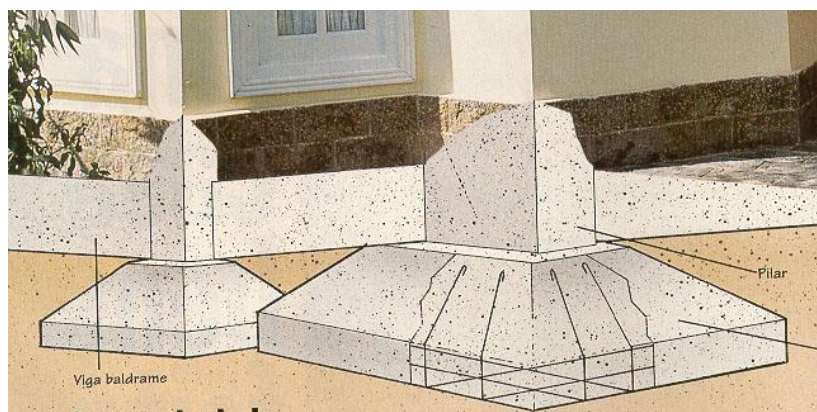


Figura 4.42 – Ilustração de sapata isolada em uma construção de pequeno porte.

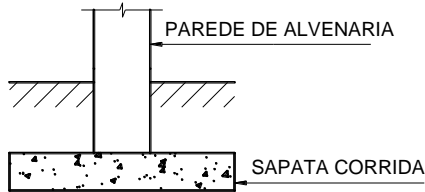


Figura 4.43 – Detalhe de sapata corrida.

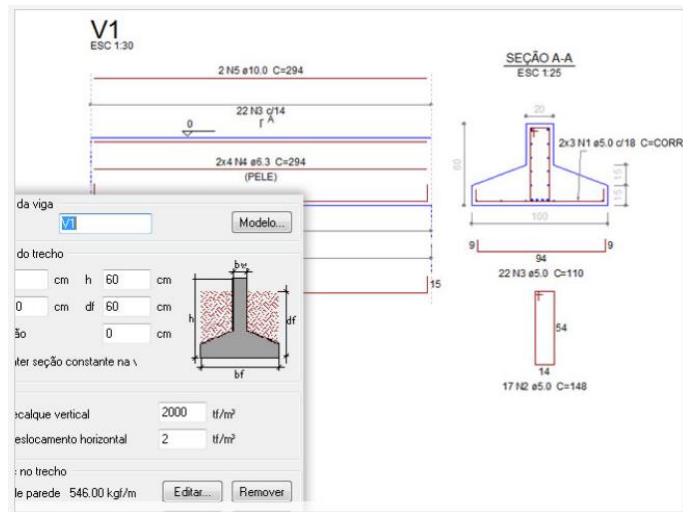


Figura 4.44 – Detalhe de armação de sapata corrida.
(FONTE: AltoQi, s/d).

Teste seu conhecimento

- 1) Definir e desenhar os quatro tipos fundamentais de peças estruturais, classificados segundo a geometria.
- 2) A quais 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 laje.
- 6) Quais as funções das lajes de piso nas edificações?
- 7) Definir os tipos de laje: maciça, lisa, cogumelo, nervurada, nervurada pré-fabricada e alveolar.
- 8) O que é capitel?
- 9) Definir o que é viga.
- 10) Quais as funções das vigas nas edificações?
- 11) Quais são geralmente as ações atuantes nas vigas?
- 12) Definir o que é pilar.
- 13) Quais as funções dos pilares nas edificações?
- 14) De onde são provenientes as ações sobre os pilares?
- 15) Definir o que é bloco de fundação e a sua função.
- 16) Definir o que é sapata e os tipos existentes.
- 17) Em que tipo de solo as sapatas são indicadas?

Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto*. NBR 6118, ABNT, 2023, 242p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto e execução de argamassa armada – Procedimento*. NBR 11173, ABNT, 1990, 10p.

ATEX BRASIL. *Laje nervurada*, <http://www.atex.com.br/LajeNervurada>

ALTOQI. *Módulos relacionados a fundações*, <http://www.altoqi.com.br/software/projeto-estrutural/eberick-v9/modulos/fundacoes>

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.

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

SITE ENGENHARIA –PROGRAMAS DE FUNDAÇÕES, <http://www.sitengenharia.com.br/softwareestaca.htm>
TATU PRÉ-MOLDADOS. *Produtos - lajes alveolares*, www.tatu.com.br, 2004.