

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
Departamento de Estruturas

Concreto Armado
Propriedades dos Materiais

Libânio Miranda Pinheiro

José Samuel Giongo

São Carlos, 1986
Publicação 005 / 86

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

DEDALUS - Acervo - EESC



31100103769

CONCRETO ARMADO
PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

LIBÂNIO MIRANDA PINHEIRO
JOSÉ SAMUEL GIONGO

JANEIRO DE 1986



APRESENTAÇÃO

Este texto corresponde à parte inicial do curso de concreto armado, ministrado na Escola de Engenharia de São Carlos. Na fase preliminar de elaboração, os autores receberam contribuições dos professores Paulo dos Santos Netto e Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs, expressando aqui seus agradecimentos.

O curso ora iniciado, com relação às estruturas usuais de edifícios, é constituído pelas seguintes disciplinas semestrais:

- SET-154 Resistência do Concreto Armado I
- SET-155 Resistência do Concreto Armado II
- SET-157 Estruturas Correntes de Concreto Armado I
- SET-158 Estruturas Correntes de Concreto Armado II
- SET-159 Estruturas de Fundações
- SET-125 Complementos de Estruturas Correntes de Concreto Armado (optativa)
- SET-156 Alvenaria Estrutural (optativa)

ÍNDICE

1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1 - HISTÓRICO.....	1
1.2 - IMPORTÂNCIA DO ESTUDO.....	5
1.3 - CONSTITUIÇÃO DO MATERIAL.....	5
1.3.1 - Concreto simples.....	6
1.3.2 - Concreto armado.....	7
1.3.3 - Concreto protendido.....	9
1.3.4 - Argamassa armada.....	9
1.4 - VANTAGENS E DESVANTAGENS DO CONCRETO ARMADO... 11	
1.5 - NORMAS TÉCNICAS.....	12
1.6 - BIBLIOGRAFIA.....	14
2 - DEFORMABILIDADE DO CONCRETO.....	16
2.1 - GENERALIDADES.....	16
2.2 - ESTRUTURA INTERNA DO CONCRETO.....	17
2.3 - RETRAÇÃO E EXPANSÃO.....	20
2.3.1 - Causas da retração e da expansão.....	21
2.3.2 - Fatores que influem na retração.....	21
2.4 - VALOR DA RETRAÇÃO.....	22
2.4.1 - Idade fictícia do concreto.....	22
2.4.2 - Espessura fictícia.....	23
2.4.3 - Valor da retração conforme o CEB/78... 23	
2.5 - DEFORMAÇÕES PROVOCADAS POR CARGA EXTERNA.....	24
2.5.1 - Deformação imediata.....	24
2.5.2 - Deformação lenta ou fluência.....	24
2.5.3 - Relaxação.....	25
2.5.4 - Deformações recuperáveis e deformação residual.....	26
2.6 - VALOR DA FLUÊNCIA.....	27

2.7 - OUTRAS CARACTERÍSTICAS RELATIVAS À DEFORMABILIDADE.....	28
2.7.1 - Módulo de deformação longitudinal.....	28
2.7.2 - Deformações provocadas por variação de temperatura.....	29
2.7.3 - Coeficiente de Poisson.....	30
2.8 - NOTAÇÃO DOS ÁBACOS.....	30
2.8.1 - Ábaco 2.1	30
2.8.2 - Ábaco 2.2	30
2.8.3 - Ábaco 2.3	31
2.9 - BIBLIOGRAFIA.....	31
3 - CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DO CONCRETO	36
3.1 - GENERALIDADES.....	36
3.2 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO - f_c	37
3.2.1 - Definições.....	37
3.2.2 - Classes de resistência.....	39
3.2.3 - Dosagem experimental - NBR 6118 - item 8.3.1.....	40
3.2.4 - Dosagem não experimental.....	42
3.2.5 - Controle da resistência do concreto... ..	42
3.3 - RESISTÊNCIA À TRAÇÃO - f_t	45
3.4 - RESISTÊNCIA DO CONCRETO NO CASO DE SOLICITAÇÃO MULTIAXIAL.....	49
3.4.1 - Generalidades.....	49
3.4.2 - Estado múltiplo de tensões. Critérios da NBR 6118.....	50
3.5 - DEFORMAÇÕES DE RUPTURA.....	51
3.6 - DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO.....	53
3.7 - FATORES QUE INFLUEM NA RESISTÊNCIA.....	56
3.7.1 - Qualidade dos materiais.....	56
3.7.2 - Qualidade da execução.....	57
3.7.3 - Idade do concreto no instante do carregamento.....	58
3.7.4 - Influência da forma e das dimensões dos corpos-de-prova.....	59

3.7.5 - Fator água/cimento.....	60
3.7.6 - Duração do carregamento.....	61
3.8 - BIBLIOGRAFIA.....	63
4 - CARACTERÍSTICAS DOS AÇOS.....	64
4.1 - GENERALIDADES.....	64
4.2 - PROCESSO DE OBTENÇÃO DOS AÇOS.....	65
4.2.1 - Obtenção do produto siderúrgico.....	65
4.2.2 - Tratamento dos aços.....	65
4.2.3 - Propriedades mecânicas dos aços.....	66
4.2.4 - Aços para concreto armado.....	68
4.3 - CARACTERÍSTICAS DAS BARRAS E FIOS DE AÇO PARA CONCRETO.....	71
4.3.1 - Considerações iniciais.....	71
4.3.2 - Características geométrica das barras.	72
4.3.3 - Aderência.....	73
4.3.4 - Diagramas tensão-deformação a adotar no cálculo.....	74
4.4 - BIBLIOGRAFIA.....	77

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 - HISTÓRICO

As construções em pedra existem, pelo menos, há quatro mil e quinhentos anos, como comprovam as grandes pirâmides de Gisê (Queops, Quefren e Miquerinos), que foram construídas entre 2650 e 2550 aC. A utilização da madeira é ainda mais antiga, pois as construções em madeira sobre palafitas surgiram no Período Neolítico da pré-história, entre 10000 e 4000 aC. As estruturas metálicas datam do século XVII, época em que foi construída, por exemplo, a cobertura do antigo Palácio do Kremlin, em Moscou, constituída de barras de ferro superpostas. A descoberta do concreto armado é bem mais recente. As primeiras peças de concreto armado foram construídas a partir da metade do século XIX, na França, mas sua utilização efetiva nas construções só teve início no limiar do século XX.

O concreto surgiu com o desejo de se criar uma pedra artificial, resistente, econômica e durável como a pedra natural e que apresentasse como vantagem a possibilidade de ser moldada nas dimensões e nas formas desejadas. Em seguida, a associação desse material a uma armadura foi motivada pela necessidade de se aumentar sua resistência, principalmente à tração; no caso geral, em que se empregam armaduras de aço, além de aproveitar a alta resistência deste material, o concreto protege-o, aumentando sua durabilidade.

A criação dessa pedra artificial tornou-se possível com o desenvolvimento do cimento através das pesquisas de Smea-

ton e Parker, no século XVIII. A produção industrial só veio a ocorrer no século seguinte, decorrente de estudos e experiências de Vicat e Aspdin, em 1824, na Inglaterra. O material ficou conhecido como cimento Portland. Em 1845, Johnson produziu um cimento de mesmo tipo que o utilizado atualmente.

O concreto armado (na época, chamado de cimento armado) surgiu na França, no ano de 1849, quando Lambot construiu um pequeno barco, que foi exibido na exposição de Paris, em 1855. Alguns autores discordam da data inicial. Porém, a França comemorou o centenário do concreto armado em 1949. O barco encontra-se hoje no museu de Brignoles, na França. Na realidade, esse barco de Lambot era de argamassa armada, material constituído por agregado miúdo e pasta de cimento, com armadura de fios de aço de pequeno diâmetro.

Em 1861, François Coignet obtém uma patente para execução de peças de concreto armado.

Joseph Monier, francês, que era horticultor e paisagista, construiu, em 1861, vasos destinados a plantas, executados em argamassa armada. Mais tarde, em 1867, Monier obtém sua primeira patente para a construção de vasos de "cimento armado", requerendo outras posteriormente para tubos e reservatórios (1868), placas (1869) e pontes (1873).

Em 1873, o norte americano Ward, construiu, em Nova York, uma casa de concreto armado, que, segundo os historiadores, existe até hoje.

Thaddeus Hyatt, advogado, também norte americano, motivado por uma série de ensaios iniciados em 1850, obtém, em 1877, patente para um sistema de execução de vigas de concreto e aço, no qual a posição das barras previa os efeitos da tração e do cisalhamento, sugerindo o uso de estribos e de barras dobradas.

Apresentam-se, a seguir, outras datas significativas do desenvolvimento do concreto armado, em sua fase pioneira:

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

1884 e 1885 - Firmas alemãs, entre elas Wayss e Freytag, adquirem as patentes de Monier, para emprego na Alemanha e na Austria;

- 1886 - Koenen, na Alemanha, escreve a primeira publicação sobre cálculo de concreto armado;
- 1888 - Döhning, também na Alemanha, registra a primeira patente sobre aplicação de protensão em placas e em pequenas vigas;
- 1892 - Hennebique registra patente da primeira viga como as atuais, com estribos;
- 1897 - Rabut, na França, inicia o primeiro curso sobre concreto armado, na École des Ponts et Chaussées;
- 1902 - Mörsch, engenheiro da firma Wayss e Freytag, publica a primeira edição de seu livro, apresentando resultados de numerosas experiências e tornando-se um dos maiores contribuintes para o progresso do concreto armado;
- 1904 - Surge na Alemanha a primeira norma sobre concreto armado.

Como se pode notar, na última década do século passado, ocorreu um grande desenvolvimento do concreto armado que continuou no início do novo século. Grandes obras foram executadas, podendo-se destacar uma, projetada e construída por Hennebique, que marcou época e foi, durante muitos anos, recorde em seu gênero: a Ponte Del Risorgimento (1911), em Roma, com 100 metros de vão, constituída por um arco bastante abatido (flecha de um décimo do vão).

Se, na formulação inicial das teorias fundamentais do concreto armado, o Brasil não apresentou contribuições, face o avanço tecnológico das nações citadas, podemos garantir que, nas aplicações do material, soube dar notáveis exemplos de arrojo e criatividade, sendo nossa Engenharia de Estruturas em Concreto internacionalmente reconhecida e respeitada nos dias atuais.

Segundo VASCONCELOS (1985), o concreto armado, no Brasil, começou com François Hennebique. Hennebique foi o primeiro, na Europa, a posicionar corretamente a armação de uma peça de concreto armado, colocando, além da armadura de tração, outras barras como diagonais prolongadas e ancoradas na zona de compressão e estribos, de importante função na absorção do esforço cortante.

A primeira obra no Brasil foi uma ponte de 9m de vão, executada no Rio de Janeiro, em 1908, pelo empreiteiro Echeverria, com projeto e cálculo de Hennebique.

Riedlinger, alemão, técnico de nível médio, fundou em 1912, no Rio de Janeiro, a "Companhia Construtora de Concreto Armado", executando diversas obras importantes. Mais tarde, essa firma foi adquirida pela filial do Rio de Janeiro (aberta em 1913), da Wayss e Freytag da Alemanha, ficando Riedlinger no cargo de "engenheiro chefe". Esta nova firma, de porte internacional, contratou diversos mestres de obras que transferiram sua experiência para técnicos nacionais.

Um dos primeiros brasileiros que tiveram sua formação fortemente influenciada por Riedlinger foi Emílio Henrique Baumgart, que além de formar numerosos profissionais, deixou um acervo imenso de obras importantes, com diversos recordes mundiais de tamanho e originalidade.

Um exemplo é a ponte sobre o Rio do Peixe (1928), construída para ligar os municípios de Joaçara e Herval do Oeste, em Santa Catarina, inicialmente denominada Ponte do Herval e, posteriormente, Ponte Emílio Baumgart. Foi recorde mundial de vão em viga reta de concreto armado (68m) e construída por processo original, hoje denominado de balanços sucessivos. Esta ponte havia sido tombada pelo patrimônio histórico nacional, pelo que representou de pioneirismo para a Engenharia nacional e também internacional. Infelizmente, com as fortes chuvas do ano de 1983 e, com a enchente do Rio do Peixe, a famosa ponte foi arrasada pelas águas, morrendo assim esse patrimônio histórico.

Outra obra de destaque deste notável engenheiro brasileiro, nascido em Blumenau - SC, foi o Edifício "A Noite", construído no Rio de Janeiro, entre 1928 e 1930, com 22 pavimentos, na época, o maior edifício em concreto armado do mundo.

Muitos outros engenheiros brasileiros merecem destaque por suas obras, entre eles: Paulo Rodrigues Fragoso (Pavilhão de Exposições de São Cristóvão, Rio de Janeiro); Antonio Alves de Noronha (Estádio de Futebol do Maracanã, Rio de Janeiro); Joaquim Cardoso (Estruturas da Pampulha, Belo Horizonte e os principais edifícios públicos de Brasília).

Há necessidade também de se destacar o desenvolvimento paralelo de nossa Arquitetura, que com sua riqueza de formas e arrojo incomum, exigiu da Engenharia de Estruturas soluções que forçaram seu avanço cada vez maior. O desenvolvimento da Ar

quitetura veio também dignificar as estruturas de concreto, retirando-as dos esconderijos em que se encontravam (atrás de alvenarias, ladrilhos, tetos falsos, etc.), transformando-as em autênticas obras de arte. Nesse sentido, torna-se obrigatória a citação do nome de Oscar Niemeyer.

1.2 - IMPORTÂNCIA DO ESTUDO

Quase todas as atividades dentro da Engenharia Civil estão direta ou indiretamente relacionadas com obras de concreto armado.

Nos edifícios, mesmo que a estrutura não seja de concreto armado, alguns elementos, pelo menos, o serão. Os projetos de instalações, por exemplo, deverão adotar distribuição de condutores que não comprometa a segurança desses elementos estruturais.

Nas obras hidráulicas e de saneamento o concreto armado estará presente nas estruturas de barragens, tubos, reservatórios, canais etc.

A construção de estradas estará relacionada com pontes, viadutos, galerias, obras de contenção, túneis, etc.

Nas obras industriais e em obras com fins diversos, aparecerão ainda silos, chaminés, pavimentos, fundações de máquinas, muros de arrimo, dormentes, mourões, torres, postes, elementos de cobertura, piscinas, cais, etc.

Fica evidente, portanto, a necessidade do engenheiro possuir conhecimentos básicos relativos ao concreto armado.

1.3 - CONSTITUIÇÃO DO MATERIAL

O concreto armado é obtido pela associação do concreto simples com uma armadura, de tal modo que ambos resistam solidariamente aos esforços solicitantes. A solidariedade entre os dois materiais é garantida pela aderência.

1.3.1 - Concreto Simples

O concreto simples é um material de construção constituído pela mistura, convenientemente proporcionada, de materiais inertes com um aglomerante hidráulico e água. Denomina-se a aglomerante hidráulico aquele que endurece por reação com a água.

CONCRETO SIMPLES = MATERIAIS INERTES + AGLOMERANTE HIDRÁULICO +
ÁGUA

Nas aplicações estruturais, o aglomerante usualmente empregado é o cimento Portland comum, embora possam ser empregados outros tipos de cimento.

Os materiais inertes são designados por agregados, os quais são subdivididos, conforme suas dimensões, em agregados miúdos e agregados graúdos.

De acordo com a NBR 7211 - Agregados para concreto, considera-se como agregado miúdo o material que passa pela peneira nº 4, a qual tem malha quadrada com 4,8mm de lado. Admite-se que um material passa pela peneira quando a parte retida não ultrapassa 5% do total.

De forma análoga, considera-se como agregado graúdo o material que fica retido na peneira nº 4. Admite-se que um material é retido pela peneira quando a parte que passa pela peneira não ultrapassa 5% do total.

A forma de obtenção dos agregados pode ser natural ou artificial, tanto para os agregados miúdos como para os agregados graúdos. Assim, obtidos naturalmente têm-se as areias e os pedregulhos e, obtidos artificialmente, o pedrisco e a pedra britada. Como agregado artificial têm-se as argilas expandidas, que se constituem em agregados leves.

No Brasil, o agregado graúdo mais usado é a pedra britada, que, no entanto, não é encontrada em algumas regiões, como por exemplo na Região Amazônica. Para a concretagem por bombeamento do concreto, porém, o pedregulho é um material mais adequado.

As dimensões dos agregados graúdos, geralmente pedra britada, são classificadas nas seguintes categorias, conforme suas dimensões nominais:

TIPO	BRITA 0	BRITA 1	BRITA 2	BRITA 3	BRITA 4	BRITA 5
DIMENSÕES (mm)	4,8 a 9,5	9,5 a 19	19 a 25	25 a 50	50 a 76	76 a 100

A escolha das dimensões do agregado graúdo depende das dimensões das peças a serem concretadas. Os concretos usuais são fabricados com misturas de britas 1, 2 e 3. Frequentemente se empregam misturas com apenas dois tipos de brita, por exemplo, brita 1 e brita 2.

De modo sintético, as misturas dos elementos constituintes do concreto podem ser assim designadas:

PASTA = CIMENTO + ÁGUA

ARGAMASSA = PASTA + AGREGADO MIÚDO

CONCRETO = ARGAMASSA + AGREGADO GRAÚDO

O concreto simples apresenta boa resistência à compressão; já sua resistência à tração é pequena, da ordem de um décimo da anterior. Por esta razão, o concreto simples é um material estrutural de aplicação restrita. Como exemplos de aplicação podem-se citar os blocos de fundação de concreto simples, os tubulões, etc.

Para aplicações estruturais correntes, o concreto simples deve ser associado a materiais de alta resistência à tração, que serão suas armaduras. As armaduras usuais são de aço.

1.3.2 - Concreto armado

O concreto armado é obtido através da associação do concreto simples com uma armadura, de tal modo que ambos resistam solidariamente aos esforços solicitantes. A solidariedade entre os materiais é garantida pela aderência.

CONCRETO ARMADO = CONCRETO SIMPLES + ARMADURA + ADERÊNCIA

Para se ilustrar o significado de solidariedade, considere-se inicialmente uma viga moldada com um orifício inferior no qual, após o endurecimento do concreto, se introduz uma barra de aço que ficará, portanto, solta (ver Figura 1.1).

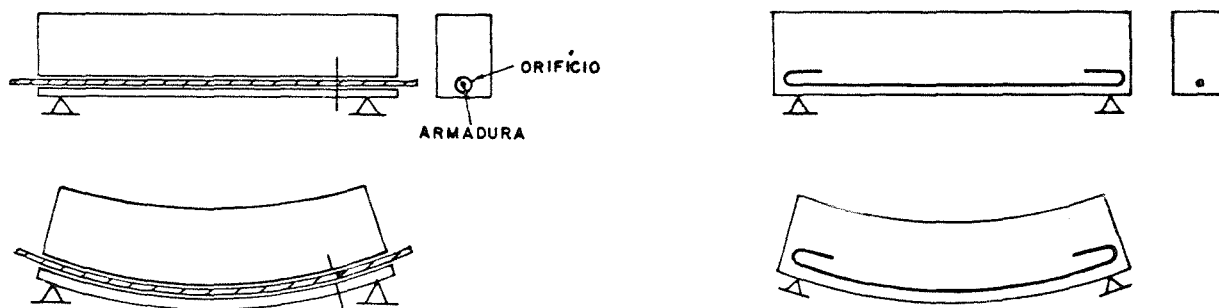


Figura 1.1—Viga com armadura sem aderência Figura 1.2—Viga com armadura aderente

Ao se aplicar uma carga vertical de cima para baixo, a viga se deforma sofrendo um encurtamento nas fibras superiores e um alongamento nas fibras inferiores. Já a armadura apenas se encurva, não acompanhando o alongamento das fibras vizinhas - observar traços de referência na Figura 1.1. A armadura estando solta não sofre esforços longitudinais, que são resistidos somente pelo concreto.

Se, todavia, a barra já estiver posicionada por ocasião da concretagem, e se além disso, houver aderência, qualquer deformação do concreto imporá uma igual deformação à armadura, que oferecerá portanto resistência à solicitação - os dois materiais estarão trabalhando solidariamente, constituindo portanto uma peça de concreto armado (ver Figura 1.2).

Convém chamar a atenção para o caso da viga com orifício cuja armadura foi fixada nas extremidades da viga. Após a aplicação da carga, o alongamento total da barra será igual ao alongamento total das fibras vizinhas, e a armadura trabalhará. Porém as deformações específicas em cada seção da viga, constantes na armadura, serão diferentes ao longo das fibras que a circundam. Haverá portanto um deslizamento da armadura em relação às fibras de concreto em todas as seções intermediárias, não havendo portanto solidariedade. Neste caso ter-se-ia uma estrutura mista de aço e concreto.

1.3.3 - Concreto protendido

Geralmente se empregam peças de concreto com armadura frouxa, isto é, armadura sem tensões prévias, constituindo assim o concreto armado comum.

Porém, em certos casos, torna-se econômica a utilização de armaduras ativas, ou seja, com tensões previamente aplicadas, com a finalidade de aumentar a resistência da peça. Nestes casos têm-se concreto protendido. Pode-se escrever, portanto:

CONCRETO ARMADO = CONCRETO + ARMADURA PASSIVA

CONCRETO PROTENDIDO = CONCRETO + ARMADURA ATIVA

1.3.4 - Argamassa armada

A história do concreto armado, como é conhecida nos nossos dias, confunde-se com o início da argamassa armada, também chamada de ferrocimento, como atestam as primeiras peças construídas de material misto: o barco de Lambot e os vasos de Monier.

A tecnologia da argamassa armada ficou praticamente esquecida, em face do rápido advento do concreto armado tal como é conhecido hoje, até que Pier Luigi Nervi (Itália), engenheiro, notável projetista e construtor, em 1943 realizou experiências sobre o chamado "ferro-cimento", para empregá-lo em construções de barcos e de edifícios. A base conceitual do "ferro-cimento" era a constatação da maior alongabilidade do material como decorrência da maior subdivisão e distribuição da armadura na argamassa.

A prova da grande versatilidade de emprego da argamassa armada começaria a se consolidar a partir da década de 1950, pela constatação de sua paulatina aceitação tanto nos países subdesenvolvidos, onde predominariam as aplicações em barcos, silos e reservatórios de pequena capacidade e artefatos de uso doméstico, com uso intensivo de mão de obra, como nos países desenvolvidos, onde a leveza e amplas possibilidades de pré-moldagem de peças de argamassa armada, constituíram fortes atrativos para sua utilização na Engenharia Civil.

No Brasil, a argamassa armada seria aplicada pela primeira vez na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, em 1960, pelos professores Dante A.O. Martinelli, Frederico Schiele Lafael Petroni, motivados pela necessidade de se cobrir cerca de 1000m^2 de tetos planos. A partir dos resultados de Nervi e com a motivação de um problema real a resolver, procedeu-se, no Laboratório de Estruturas, a reelaboração da técnica construtiva, procurando adaptá-la às disponibilidades locais quer quanto aos processos de execução quer quanto a necessidade de baratear o material, reduzindo-se o consumo de cimento e, especialmente, procurando averiguar qual a mínima quantidade de telas compatível com a necessidade de material que ainda apresentasse elevada resistência à fissuração.

A partir daí, sucederam-se estudos e aplicações, essencialmente terrestres, em coberturas, piscinas, reservatórios enterrados e ao nível do solo, lajes de piso e cobertura, silos, pontes, galerias, canais e muros de arrimo.

Segundo HANAI (1981), além das coberturas e reservatórios enterrados existentes no Campus de São Carlos - USP, entre as principais aplicações realizadas pelo grupo de São Carlos, podem-se citar:

- 1) Estudos para aplicação de perfis pré-moldados em pisos - Edifícios das Químicas - Cidade Universitária de São Paulo.
- 2) Cobertura do prédio da Assembléia Legislativa de Minas Gerais - Belo Horizonte.
- 3) Coberturas dos pavilhões industrial e comercial da Cooperativa de Laticínios de São Carlos.
- 4) Cobertura do Terminal Rodoviário de Florianópolis - Santa Catarina.
- 5) Cobertura em Cascas Piramidais - Centro de Pesquisas do Cacau de Itabuna - Bahia.
- 6) Dois Reservatórios ao nível do solo em Americana, SP, com capacidade para 900m^3 cada um.
- 7) Um reservatório ao nível do solo em São Carlos, com capacidade para 2.700m^3 .
- 8) Reservatório enterrado para água, com capacidade de 3.000m^3 , em Araraquara, SP.

9) Várias piscinas em clubes e residências particulares, cujos projetos detalhados podem ser encontrados em MACHADO JR (1980).

Em outros centros de pesquisa, no Brasil, destacam-se: a construção de canais e escadarias na urbanização do Vale do Camurujipe, em Salvador, Bahia, com projeto do professor Frederico Schiel; construções de barcos e veleiros; pesquisas e aplicações em obras rurais.

1.4 - VANTAGENS E DESVANTAGENS DO CONCRETO ARMADO

O número de estruturas de concreto armado existentes no Brasil atesta a viabilidade técnico-econômica como material de execução de grandes e pequenas estruturas. Embora de domínio praticamente absoluto, também no mercado mundial, o concreto armado possui qualidades e defeitos. As vantagens e desvantagens, na utilização de um determinado material, têm sempre um caráter relativo, dependendo do padrão de referência adotado.

Em linhas gerais, as grandes vantagens do concreto armado, são as seguintes:

1) É um material de boa resistência à maioria dos tipos de sollicitação, exigindo um conveniente dimensionamento e um estudo da melhor disposição das armaduras na peça.

2) Economia de execução, pois, na maioria dos casos, os agregados (graúdos e miúdos) são obtidos próximo do local da obra.

3) Facilidade e rapidez de execução, principalmente se forem utilizadas peças de concreto armado pré-moldadas, bastante difundidas no momento atual. A vantagem de se utilizarem peças pré-moldadas é relativa, envolvendo outros fatores econômicos, tais como: transporte, equipamentos necessários na obra, etc.

4) O concreto é durável. Desde que não se utilize aceleradores de pega, que possuem produtos químicos que corroem a armação, ele, inclusive, protege a armação contra a corrosão.

5) Adaptabilidade a qualquer forma de construção, permitindo grande variabilidade de concepções arquitetônicas.

6) A estrutura é monolítica, fazendo com que todo o conjunto trabalhe quando uma peça é solicitada.

7) Os gastos de manutenção são reduzidos, desde que a estrutura seja convenientemente construída.

8) O concreto é pouco permeável à água, quando executado em boas condições de plasticidade, adensamento e cura.

9) É um material seguro contra fogo, desde que a armadura seja convenientemente protegida pelo cobrimento.

10) É resistente a choques e vibrações, efeitos térmicos, atmosféricos e a desgastes mecânicos.

As desvantagens do concreto armado são:

1) O peso próprio é elevado, com peso específico da ordem de 25KN/m^3 e, de 12 a 20KN/m^3 para o concreto leve estrutural, no qual se utilizam agregados leves como a argila expandida, cujo custo de obtenção é maior que o da brita comum.

2) As reformas e adaptações são de difícil execução, tornando-se inviáveis na maioria dos casos. Com a utilização de peças pré-moldadas de concreto, este inconveniente praticamente desaparece.

3) A fissuração do concreto, quando ocorre, é aparente. Em geral não causa danos na resistência, gerando apenas problemas estéticos. Já em peças destinadas à contenção de líquidos, agravam os problemas de permeabilidade.

4) É um material que transmite calor e sons, exigindo, em casos específicos, a combinação com outros materiais para sanar esses problemas.

1.5 - NORMAS TÉCNICAS

O Governo Federal, em 1973, criou o Sistema Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial (SINMETRO),

com a finalidade de reger as atividades normativas, subordinada ao Ministério da Indústria e do Comércio. Esse sistema é composto por dois órgãos: o Conselho Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial (CONMETRO), que tem a finalidade de normalizar, coordenar e supervisionar e o Instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial (INMETRO) que é órgão executivo.

A ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), criada pela iniciativa privada em 1937 e que foi o primeiro órgão de normalização técnica no Brasil, foi credenciada, em caráter permanente, na condição de FÓRUM NACIONAL DE NORMALIZAÇÃO, pela resolução nº 14/83, de 30 de dezembro de 1983, do Ministério da Indústria e do Comércio. Com isso, a ABNT integrou-se definitivamente ao SINMETRO, passando a fazer parte no CONMETRO.

A ABNT produz os seguintes tipos de normas técnicas: procedimento (NB), especificação (EB), método de ensaio (MB), padronização (PB), terminologia (TB), simbologia (SB), classificação (CB). Quando uma norma é registrada no INMETRO, ela passa a ser chamada de norma brasileira registrada (NBR) e, ainda, recebe um número que a identifica e que é escrito logo após as letras NBR. A ABNT e o INMETRO publicam regularmente o Catálogo de Normas e o Catálogo de Normas Brasileiras Registradas, respectivamente, nos quais encontra-se a correspondência entre as normas ABNT e NBR.

A principal norma utilizada é a NBR 6118 (NB-1) - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado, cuja última edição é de 1978. A primeira edição da NB-1, foi feita pela ABNT em 1939.

As principais normas, que regulamentam o projeto e execução de obras de concreto, são relacionadas a seguir:

- NBR 6118 (NB-1/78) : Projeto e execução de obras de concreto armado
- NBR 7187 (NB-2/70) : Cálculo e execução de pontes de concreto armado
- NBR 6119 (NB-4/78) : Cálculo e execução de lajes mistas
- NBR 6120 (NB-5/78) : Cargas para o cálculo de estruturas de edificações

- NBR 7188 (NB-6/60) : Cargas móveis em pontes rodoviárias
NBR 7189 (NB-7/43) : Cargas móveis em pontes ferroviárias
NBR 5984 (NB-8/70) : Norma geral de desenho técnico
NBR 7191 (NB-16/51) : Execução de desenhos para obras de concreto simples ou armado
NBR (NB-49/73) : Projeto e execução de obras de concreto simples
NBR 7197 (NB-116/70) : Cálculo e execução de obras de concreto protendido
NBR 6123 (NB-599/80) : Forças devidas ao vento em edificações
NBR 7480 (EB-3/80) : Barras e fios destinados a armaduras de concreto armado.
NBR 7211 (EB-4/39) : Agregados para Concreto

1.6 - BIBLIOGRAFIA

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas - Catálogo de Normas. Rio de Janeiro, 1981.
- AMARAL, N. A. - Construções de Concreto - Vol. I. Grêmio Politécnico, São Paulo, 1969.
- FUSCO, P. B. - Estrutura de Concreto. Fundamentos do Projeto Estrutural. Editora McGraw - Hill do Brasil, São Paulo, 1976.
- GÖÖCK, R. - Maravilhas do Mundo. Círculo do Livro, São Paulo.
- INMETRO - Instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial. Catálogo de Normas Brasileiras Registradas - Centro de Documentação e Informação do INMETRO - Rio de Janeiro, 1981.
- LANGENDONCK, T. - Cálculo de Concreto Armado - Vol. I. ABCP, São Paulo, 1944.
- HANAI, J. B. - Construções de Argamassa Armada: Situação, Perspectiva e Pesquisas - EESC-USP - São Carlos, 1981.
- MACHADO JR., E. F. - Piscinas e Reservatórios de Argamassa Armada - EESC-USP - São Carlos, 1980.
- MUKHANOV, K. - Estruturas Metálicas - Editorial Mir, Moscou.
- RÜSCH, H. - Hormigón Armado y Hormigón Pretensado. Companhia Editorial Continental, Barcelona, 1975.

SOUZA, O. R. - História Geral. Editora Ática, São Paulo, 1971.

SUSSEKIND, J. C. - Curso de Concreto - Vol. I. Editora Globo, Porto Alegre, 1980.

VASCONCELOS, A. C. de - O Concreto no Brasil; Recordes, Realizações, História - Instituto Brasileiro do Concreto - São Paulo, 1985.

ARTIGOS EM REVISTAS:

A PONTE e Um Pouco da História Tragados Pelo Rio - Revista Veja - São Paulo - 3 de agosto de 1983, p.27.

CINQUENTA anos de Concreto Armado em Edifícios - Dirigente Construtor - Ano XIII, nº 8 - São Paulo, 1977, p. 38/56.

CONMETRO Classifica Entidades - ABNT notícias - Ano II - nºs 10 e 14 - Rio de Janeiro, 1984 - p. 1.

CAPÍTULO 2

DEFORMABILIDADE DO CONCRETO

2.1 - GENERALIDADES

A estrutura interna do concreto exerce grande influência tanto sobre a resistência mecânica como sobre a deformabilidade das peças de concreto armado.

No processo de amassamento do concreto, com a mistura dos agregados graúdos e miúdos com cimento e água, começa a se processar a reação química do cimento com a água, resultando a formação de gel de cimento.

O gel de cimento corresponde à massa coesiva de cimento hidratado, incluindo os poros do gel, sendo a porosidade característica de aproximadamente 28%. Segundo NEVILLE (1982), a verdadeira origem da resistência do gel não está completamente esclarecida, mas, provavelmente, deriva de dois tipos de forças de coesão. O primeiro tipo é a atração física entre superfícies sólidas, separadas somente pelos diminutos poros de gel (1,5 a 2,0nm). O segundo tipo tem origem nas ligações químicas e são muito mais fortes que as forças do primeiro tipo.

Durante o amassamento do concreto, o gel envolve os grãos dos agregados, endurecendo gradualmente e formando cristais, os quais vão se associando com o tempo. O gel, ao endurecer, liga os agregados resultando um material resistente e monolítico - o concreto.

A quantidade de água necessária para dar suficiente trabalhabilidade no amassamento do concreto é da ordem do dobro da quantidade consumida na reação química de hidratação do cimento. Uma parte da água excedente entra em combinação química com componentes menos ativos do cimento. Outra parte forma os numerosos poros e capilares do gel do cimento; esta parte pode evaporar-se.

Segundo BAYKOV (1980), os poros ocupam cerca de um terço do volume de cimento; com a diminuição do fator água/cimento a porosidade do gel diminui e a resistência mecânica do concreto aumenta.

A estrutura interna do concreto resulta bastante heterogênea: adquire a forma de retículos espaciais de cimento endurecido, de grãos de agregados graúdo e miúdo de várias dimensões e formas, envoltos por grande quantidade de poros e capilares portadores de água que não entrou em reação química, e, ainda, vapor de água e ar. Fisicamente, o concreto representa um material capilar poroso, sem continuidade da massa, no qual se acham presentes os três estados de agregação— sólido, líquido e gasoso.

2.2 - ESTRUTURA INTERNA DO CONCRETO

Considerando os concretos correntes, o volume de agregado graúdo (retido na peneira de malha 4,8mm) é da ordem de 70% do volume total do concreto endurecido. A estrutura interna do concreto pode então ser imaginada como sendo formada pelo agregado graúdo envolvido pela matriz de argamassa (Figura 2.1).

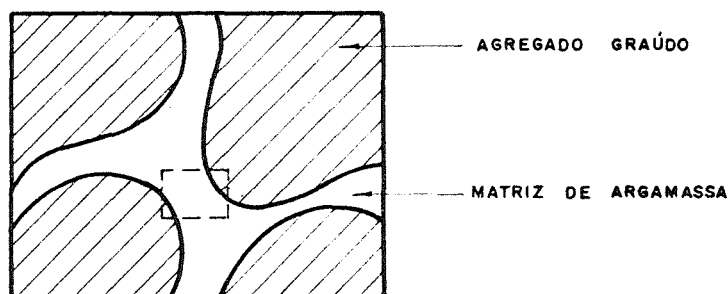


Figura 2.1— Agregado graúdo envolvido pela matriz de argamassa

Este modelo é suficiente para justificar a maioria dos fenômenos ligados à ruptura do concreto, nos chamados ensaios rápidos, cuja duração máxima é da ordem de 10 a 20 minutos.

No estudo da deformabilidade do concreto, porém, deve ser considerada a heterogeneidade da matriz de argamassa. A argamassa é constituída pelo agregado miúdo (passa na peneira de malha 4,8mm) envolvido pela matriz de pasta de cimento (Figura 2.2).

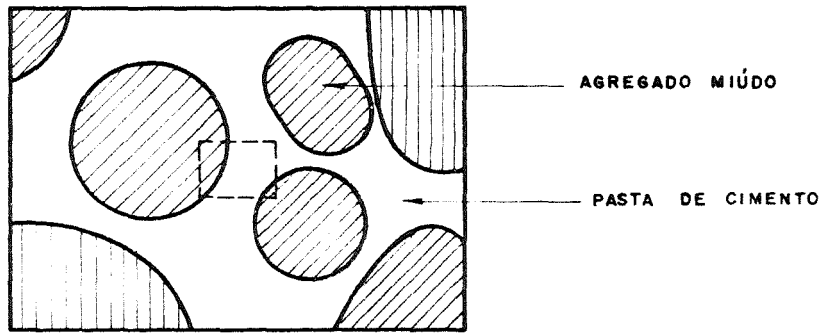


Figura 2.2 — Agregado miúdo envolvido pela matriz de pasta de cimento

As características referentes à deformabilidade do concreto decorrem essencialmente da constituição dessa matriz (Figura 2.3), cuja heterogeneidade é condicionada pelas reações de hidratação do cimento.

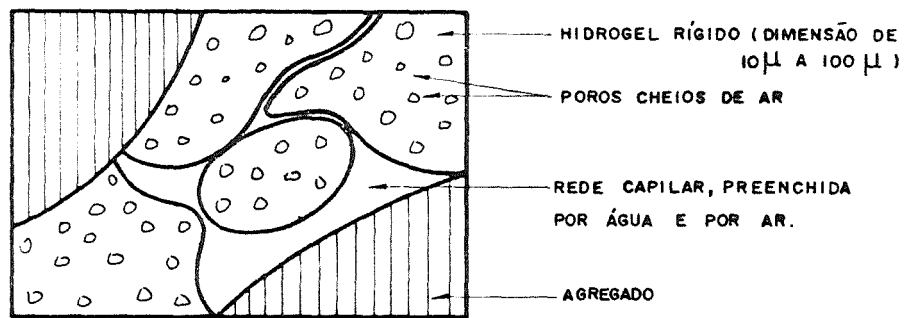
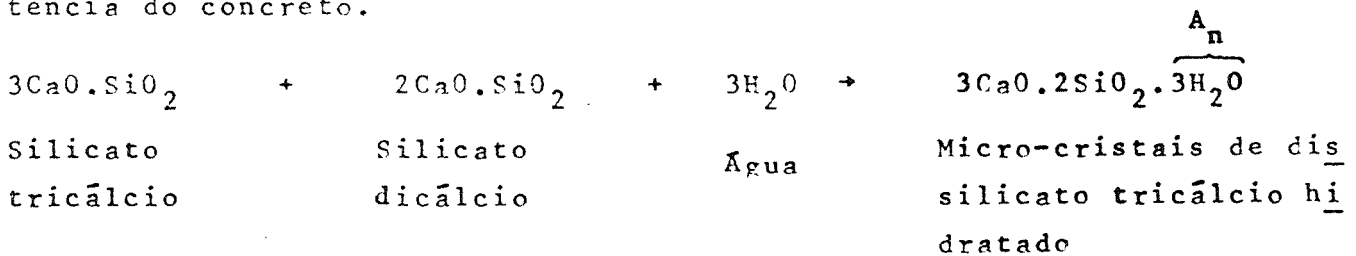


Figura 2.3 — Detalhe microscópico do concreto endurecido

Os principais componentes aglomerantes do cimento são o silicato tricálcio ($3CaO.SiO_2$) e o silicato dicálcio ($2CaO.SiO_2$), os quais por hidratação formam microcristais de dissilicato tricálcio hidratado ($3CaO.2SiO_2.3H_2O$), principal elemento responsável pela resistência do concreto.



A_n (água não evaporável) = água fixada quimicamente.

Essa parcela de água fixada quimicamente A_n é denominada água não evaporável, a qual sofre uma contração de volume de cerca de 25% do seu volume original. Esse fenômeno de retração química provoca o aparecimento de poros cheios de ar, cujo volume é em torno de 7,5% do volume total da pasta endurecida.

Para a reação química de hidratação do cimento, seria suficiente uma relação água/cimento, em peso, da ordem de $a/c = 0,28$. A trabalhabilidade do concreto, no entanto, exige muito mais, resultando usualmente a/c entre 0,45 e 0,60.

Uma parte do excesso de água é fixada por adsorção aos micro-cristais (ligações físico-químicas), resultando um hidrogel rígido de estrutura muito complexa. Essa parcela de água adsorvida constitui a chamada água evaporável A_e , pois pode ser removida em estufa a 105°C .

O restante da água de amassamento, chamada de água capilar A_c , permanece dispersa na matriz de hidrogel rígido, formando uma rede capilar. Essa água capilar pode evaporar, em função do equilíbrio higrométrico da massa de concreto com o meio ambiente, produzindo-se forças capilares equivalentes a uma compressão isotrópica da massa do concreto (ver Figura 2.4).

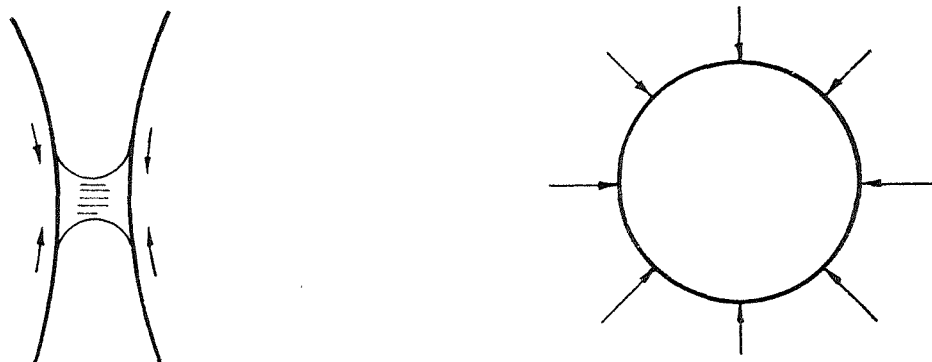
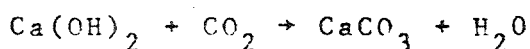


Figura 2.4 — Tensão capilar na massa do concreto

Essas forças capilares aumentam à medida que se processa a evaporação da água, pois os meniscos caminham para capilares de diâmetros cada vez menores.

Além dos microcristais de dissilicato tricálcio hidratado, também são formados cristais de outros compostos químicos presentes no cimento.

De particular importância são os cristais de hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 , que em contacto com o gás carbônico dão origem ao carbonato de cálcio, com redução do volume da massa. Este fenômeno de retração por carbonatação, embora ainda não totalmente esclarecido, não pode ser desprezado, pois além do hidróxido de cálcio, também os silicatos de cálcio hidratados reagem com o gás carbônico.



Reação com redução de volume: retração por carbonatação.

Em resumo, para o estudo da deformabilidade do concreto, a matriz que envolve os agregados pode ser imaginada como composta por um hidrogel rígido, no qual existem poros decorrentes da contração química da água não evaporável, existindo também nesta matriz uma rede de poros capilares preenchidos por água e por ar, podendo haver permuta desses elementos com o meio ambiente.

2.3 - RETRAÇÃO E EXPANSÃO

Denomina-se retração à redução de volume que ocorre no concreto, mesmo na ausência de tensões mecânicas e de variações de temperatura. Embora seja mais comum a redução de volume, também pode ocorrer o fenômeno inverso, de expansão, quando a peça estiver mergulhada em água. A Figura 2.5 mostra o progresso da retração com a idade, onde se nota que ela é maior no início, depois tende assintoticamente a um valor final.

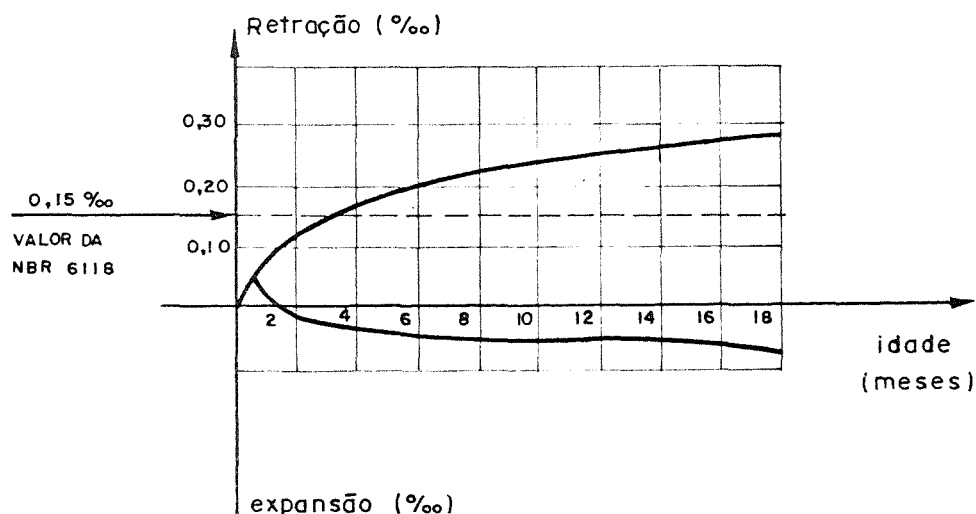


Figura 2.5 - Progresso da retração e da expansão com a idade

A Figura 2.5 mostra também o progresso da expansão com a idade, no caso de peças submersas. Nota-se que, no início, ocorre retração. Somente depois que as tensões causadas pelo fluxo de água no sentido oposto sobrepujam as tensões de retração é que ocorre expansão.

2.3.1 - Causas da retração e da expansão

Nas peças de concreto curadas ao ar livre, existem basicamente três causas distintas da retração: a retração química provocada pela contração da água não evaporável que vai sendo combinada com o cimento durante todo o processo de endurecimento do concreto, a retração decorrente da evaporação parcial da água capilar que permanece no concreto após o seu endurecimento e a eventual retração por carbonatação dos produtos decorrentes da hidratação do cimento.

No caso das peças curadas embaixo d'água, a expansão pode ser justificada pela absorção de água, que vai ocupar, pelo menos parcialmente, os vazios decorrentes de retração química ocorrida durante o período de pega do concreto e os vazios preenchidos pelo ar incorporado durante a mistura mecânica do concreto e que não puderam ser eliminados durante o seu adensamento.

2.3.2 - Fatores que influem na retração

Os fatores que influem na retração são os seguintes:

a) Composição química do cimento

Os cimentos mais resistentes e os de endurecimento mais rápido apresentam maior retração.

b) Quantidade de cimento

A retração também aumenta com a quantidade de cimento, fundamentalmente por causa da retração química.

c) Água de amassamento

Quanto maior a relação água/cimento, maior será o número de capilares, resultando portanto maior retração.

d) Finura do cimento e das partículas dos agregados.

Quanto mais fino o grão maior é sua superfície específica, necessitando portanto maior quantidade de água de amassamento;

além disso, mais finos serão os capilares. Resultam portanto capilares mais numerosos e mais finos, aumentando portanto a retração.

e) Umidade ambiente

O aumento da umidade ambiente dificulta a evaporação, diminuindo a retração. Pode até provocar expansão, no caso de peças imersas em água.

f) Espessura dos elementos

A retração aumenta com a diminuição da espessura do elemento, por ser maior a superfície de contacto com o ambiente em relação ao volume da peça, possibilitando portanto maior evaporação.

g) Temperatura do ambiente

O aumento de temperatura favorece a evaporação, aumentando portanto a retração.

h) Idade do concreto

O aumento da resistência do concreto com o tempo dificulta a retração.

i) Quantidade de armadura

A armadura dificulta a retração, sendo uma das soluções empregadas para combater a retração.

2.4 - VALOR DA RETRAÇÃO

A retração pode ser calculada conforme o CEB-78. Para tanto, tornam-se necessários os conceitos de:

a) idade fictícia do concreto;

b) espessura fictícia.

2.4.1 - Idade fictícia do concreto

A idade a considerar é a idade real t_e , em dias, quando o cimento empregado é de endurecimento normal e este se faz à temperatura ambiente de 20°C.

Nos demais casos, quando não houver cura a vapor, a idade a considerar será a idade fictícia dada por

$$t = \alpha \sum_{1}^n \frac{T_n + 10}{30} \Delta t_{en}$$

onde:

- t = idade fictícia em dias
- α = coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento (Tabela 2.1)
- T_n = temperatura média diária do ambiente ($^{\circ}\text{C}$)
- Δt_{en} = período, em dias, durante o qual a temperatura média diária do ambiente, T_n , pode ser admitida constante.

2.4.2 - Espessura fictícia

Define-se como espessura fictícia o seguinte valor:

$$h_{fic} = \gamma \frac{2A_c}{u}$$

onde

- γ = coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente (Tabela 2.2)
- A_c = área da seção transversal da peça em centímetros quadrados
- u = parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contacto com o ar, em centímetros.

2.4.3 - Valor da retração conforme o CEB/78

Entre os instantes t_0 e t a retração

$$\epsilon_{cs}(t, t_0) = \epsilon_{cs\infty} \left[\beta_s(t) - \beta_s(t_0) \right]$$

onde:

- $\epsilon_{cs\infty} = \epsilon_{1s} \times \epsilon_{2s}$ = valor final da retração
- ϵ_{1s} = coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto (Tabela 2.2)
- ϵ_{2s} = coeficiente dependente da espessura fictícia da peça.
- $\beta_s(t)$ ou $\beta_s(t_0)$ = coeficientes relativos à retração, nos instantes t ou t_0 (Abaco 2.1)

t e t₀ = idades fictícias em dias.

O coeficiente ϵ_{2s} será dado por:

$$\epsilon_{2s} = \frac{33,0 + 2h_{fic}}{20,8 + 3h_{fic}}$$

com h_{fic} medido em centímetros.

2.5 - DEFORMAÇÕES PROVOCADAS POR CARGA EXTERNA

As deformações provocadas por carga externa podem ser de dois tipos:

- a) deformação imediata, que se observa quando se aplica a carga, correspondendo ao comportamento do concreto como sólido verdadeiro;
- b) deformação lenta ou fluência, que corresponde ao acréscimo de deformação com o tempo se a carga permanecer.

2.5.1 - Deformação imediata

A deformação imediata é causada por uma acomodação dos cristais que formam o material.

Considere-se, por exemplo, uma peça de concreto submetida a uma força de compressão. Ao ser aplicada a força, o esqueleto sólido sofre uma contração que corresponde à deformação imediata.

2.5.2 - Deformação lenta ou fluência

Ainda no exemplo da peça comprimida, a acomodação dos cristais provoca uma compressão da água capilar, aumentando a evaporação. Se a carga permanecer, os meniscos caminham para capilares cada vez mais finos, aumentando a tensão capilar e provocando a deformação lenta.

Da mesma forma que a retração, a deformação lenta é mais rápida no início, diminuindo depois com o tempo, tendendo assinto-

ticamente a um valor limite. A Figura 2.6 ilustra o comportamento de uma peça comprimida no instante t_0 sendo a tensão σ_c mantida constante ao longo do tempo.

Com esta figura, ficam claras as definições:

- t_0 = instante de aplicação da carga, que permanece constante ao longo do tempo.
- ϵ_{ce} = deformação elástica instantânea (c = concreto, e = elástica).
- ϵ_{cc} = deformação lenta (c = concreto, c = creep = lenta)
- $\epsilon_{cc,\infty}$ = deformação lenta final

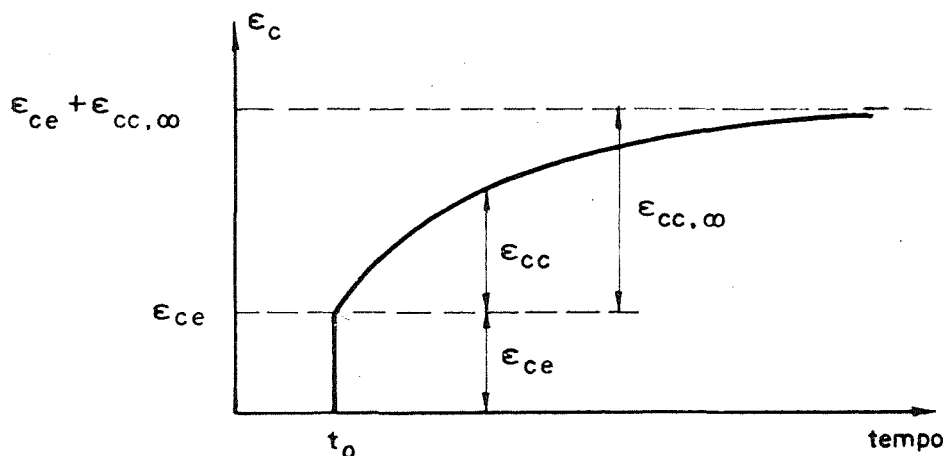


Figura 2.6 — Deformações em uma peça submetida a uma compressão constante

A deformação elástica ϵ_{ce} é dada por:

$$\epsilon_{ce} = \frac{\sigma_c}{E_c(t_0)}$$

a qual é posteriormente acrescida da deformação lenta ϵ_{cc} .

$E_c(t_0)$ = módulo de deformação longitudinal do concreto no instante t_0 .

2.5.3 - Relaxação

Para a consideração de ações de longa duração, além da deformação lenta também deve ser considerado o fenômeno da relaxação.

A relaxação é o fenômeno da diminuição da tensão com o tempo num material submetido a um estado de deformação constante.

Conforme é ilustrado pela Figura 2.7, sob a ação de um encurtamento imposto ϵ_c aplicado no instante t_0 , produz-se uma tensão inicial de compressão σ_{ci} .

Essa tensão inicial é progressivamente reduzida por uma parcela de relaxação, a qual aumenta com velocidade decrescente em função do tempo, tendendo a tensão residual para o valor $\sigma_{c,t=\infty}$.

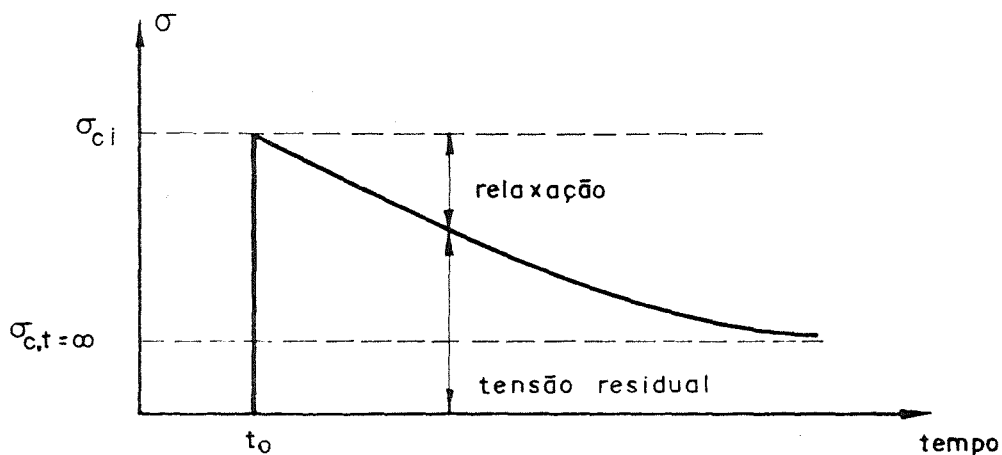


Figura 2.7 - Relaxação

2.5.4 - Deformações recuperáveis e deformação residual

Numa peça submetida a uma tensão constante σ_c a partir do instante t_0 , se num instante t essa tensão desaparecer, os diagramas $\sigma_c \times t$ e $\epsilon \times t$ serão os indicados na Figura 2.8.

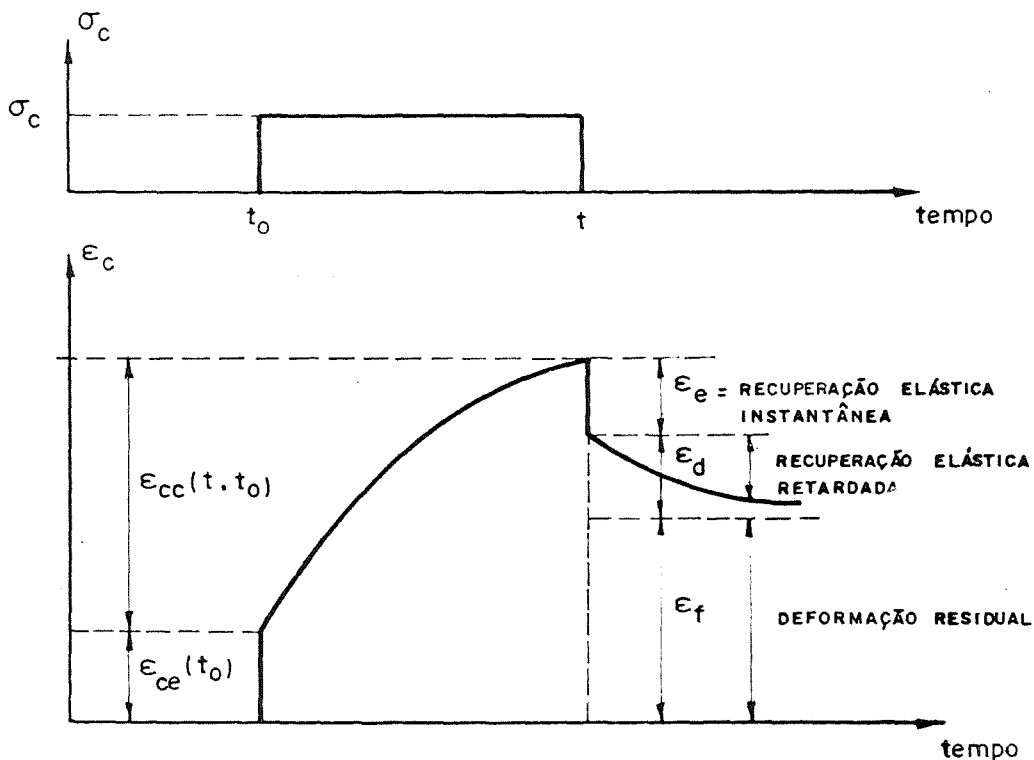


Figura 2.8 - Deformações recuperáveis e deformação residual

A partir do instante t , devem ser distingüidas as seguintes parcelas de deformação:

- ϵ_e = recuperação elástica instantânea
- ϵ_d = deformação elástica recuperável ou deformação elástica retardada (d = delayed elasticity)
- ϵ_f = deformação lenta permanente (f = flow = fluência)

De acordo com estas definições, tem-se:

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_d + \epsilon_f$$

2.6 - VALOR DA FLUÊNCIA

A fluência também pode ser calculada conforme o CEB-78. No instante t a deformação devida à fluência é:

$$\epsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \phi(t, t_0)$$

com $E_{c28}(\text{secante}) = 0,9$ do E_c definido em 8.2.5 da NBR 6118
O coeficiente de fluência $\phi(t, t_0)$ é dado por:

$$\phi(t, t_0) = \phi_{d\infty} \beta_d(t-t_0) + \phi_{f\infty} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \phi_a$$

$\phi_{d\infty}$ = valor final do coeficiente de fluência reversível que é considerado igual a 0,4

β_d = coeficiente relativo à fluência reversível, função do tempo $(t - t_0)$ decorrido após o carregamento

$$\beta_d(t-t_0) = \frac{t-t_0 + 20}{t-t_0 + 70}$$

$\phi_{f\infty} = \phi_{1c} \times \phi_{2c}$ = valor final do coeficiente de fluência lenta irreversível permanente

ϕ_{1c} = coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto (Tabela 2.2)

ϕ_{2c} = coeficiente dependente da espessura fictícia da peça, dado por (com h_{fic} em centímetros):

$$\phi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}}$$

$\beta_f(t)$ ou $\beta_f(t_0)$ = coeficiente relativo à fluência lenta irreversível, função da idade do concreto (Ábaco 2.2)

t = idade fictícia do concreto no instante considerado, em dias

t_0 = idade fictícia do concreto ao ser feito o carregamento, em dias.

$$\phi_a = 0,8 \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right]$$

$\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)}$ = função do crescimento da resistência do concreto com a idade, definida no Ábaco 2.3.

2.7 - OUTRAS CARACTERÍSTICAS RELATIVAS À DEFORMABILIDADE

Para a caracterização do material concreto simples, há necessidade de se conhecer, também, o módulo de deformação longitudinal, o coeficiente de dilatação térmica e o coeficiente de Poisson.

2.7.1 - Módulo de deformação longitudinal.

O diagrama tensão-deformação do concreto é geralmente curvo desde a origem, como se nota na Figura 2.9.

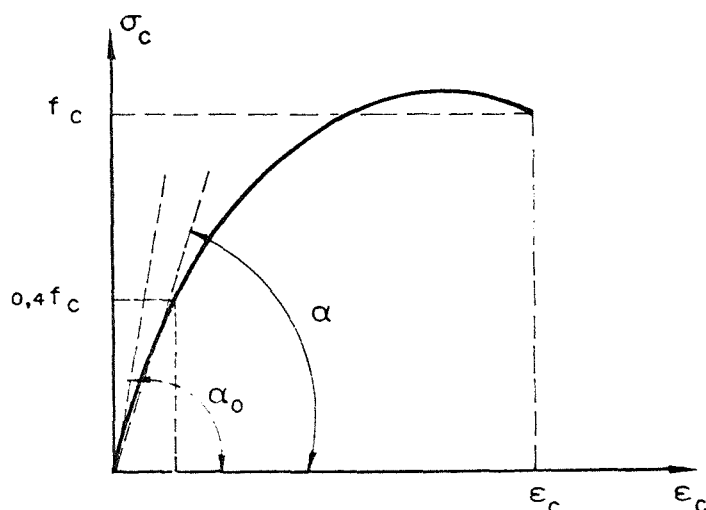


Figura 2.9 — Diagrama tensão deformação do concreto

A partir desse diagrama, podem-se definir:

$E_{co} = \text{tg}\alpha_o =$ módulo de deformação inicial ou módulo de deformação tangente na origem.

$E_c = \text{tg}\alpha =$ módulo de deformação secante.

O que se entende usualmente por módulo de deformação do concreto é o módulo secante, determinado num ensaio rápido. Usualmente o módulo secante é determinado pela relação:

$$E_c = \left[\frac{\sigma_c}{\epsilon_c} \right] \sigma_c = 0,4 f_c$$

Observe-se que não há um método universalmente aceito para a determinação do módulo secante, cujo valor depende da tensão máxima atingida durante o ensaio.

Para os concretos usuais, a NBR 6118 (item 8.2.5) permite adotar:

$$E_{co,j} = 6600 \sqrt{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad \text{e} \quad E_{c,j} = 0,9E_{co,j}$$

onde:

$f_{cj} = f_{ck} + 3,5\text{MPa}$ é a resistência média aos j dias de idade.

2.7.2 - Deformações provocadas por variação de temperatura

Define-se coeficiente de variação térmica α_{te} como sendo a deformação correspondente a uma variação de temperatura de 1°C . Para o concreto armado, para variações normais de temperatura, a NBR 6118 permite adotar (itens 3.1.1.4 e 8.2.7).

$$\alpha_{te} = 10^{-5}/^\circ\text{C}$$

Ainda conforme o item 3.1.1.4 da NBR 6118, dispensa-se consideração da variação de temperatura:

- a) em peças permanentemente envolvidas por terra ou água;
- b) em edifícios interrompidos por junta de dilatação a cada 30m, no máximo.

2.7.3 - Coeficiente de Poisson

A relação entre a deformação transversal e a deformação longitudinal é o coeficiente de Poisson ν . Para o concreto, segundo a NBR 6118 (item 8.2.6) pode-se adotar:

$$\nu = 0,20$$

2.8 - NOTAÇÃO DOS ÁBACOS

2.8.1 - Ábaco 2.1 (ver página 33)

$$\beta_s = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + 40 \left(\frac{t}{100}\right)^2 + B \left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C \left(\frac{t}{100}\right)^2 + D \left(\frac{t}{100}\right) + E}$$

$$B = 116 h^3 - 282 h^2 + 220 h - 4,8$$

$$C = 2,5 h^3 - 8,8 h + 40,7$$

$$D = -7,5 h^3 + 585 h^2 + 496 h - 6,8$$

$$E = 2.030 h^5 - 4.940 h^4 + 2.880 h^3 - 14,8 h^2 + 10,7 h - 0,52$$

t = idade do concreto em dias (t > 3)

h = espessura fictícia em metros (0,05 ≤ h ≤ 1,6)

(para valores de h fora deste intervalo, adotam-se os extremos correspondentes).

2.8.2 - Ábaco 2.2 (ver página 34)

$$\beta_f = \frac{t^2 + At + B}{t^2 + Ct + D}$$

$$A = 42 h^3 - 350 h^2 + 588 h + 113$$

$$B = 768 h^3 - 3.060 h^2 + 3.234 h - 23$$

$$C = -200 h^3 + 13 h^2 + 1.090 h + 183$$

$$D = 7.579 h^3 - 31.916 h^2 + 35.343 h + 1.931$$

2.8.3 - Abaco 2.3 (ver página 35)

$$\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} = \frac{9t_0(t_0 + 42)}{(9t_0 + 40)(t_0 + 61)}$$

2.9 - BIBLIOGRAFIA

AMARAL, N. A. - Construções de Concreto I - Vol.I. Grêmio Politécnico, São Paulo, 1969.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Norma NBR 6118-Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. São Paulo, 1978.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de Revisão da Norma Brasileira PNB-116/79 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Protendido (Em elaboração, não publicado).

BAYKOV, V. N. - E. E. SIGALOV - Estruturas de Hormigon Armado, Editorial "MIR", Moscou, 1980.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON - CEB. Code Modele CEB-FIP pour les Structures en Béton. Bulletin d'Information n.º.124/125-F, Paris, 1978.

FUSCO, P. B. - Estruturas de Concreto - Fundamentos do Projeto Estrutural, Editora McGraw-Hill, São Paulo, 1976.

MODESTO DOS SANTOS, L. - Cálculo de Concreto Armado - Vol.I. Editora Edgard Blücher, São Paulo, 1976.

MONTOYA, P.J. et alli - Hormigon Armado - Vol. I. Editorial Gustavo Gilli, Barcelona, 1973.

NEVILLE, A. M. - Propriedades do Concreto. Editora Pini Ltda., São Paulo, 1982.

RUSCH, H. - Hormigon Armado y Hormigon Pretensado. Compañia Editorial Continental, Barcelona, 1975.

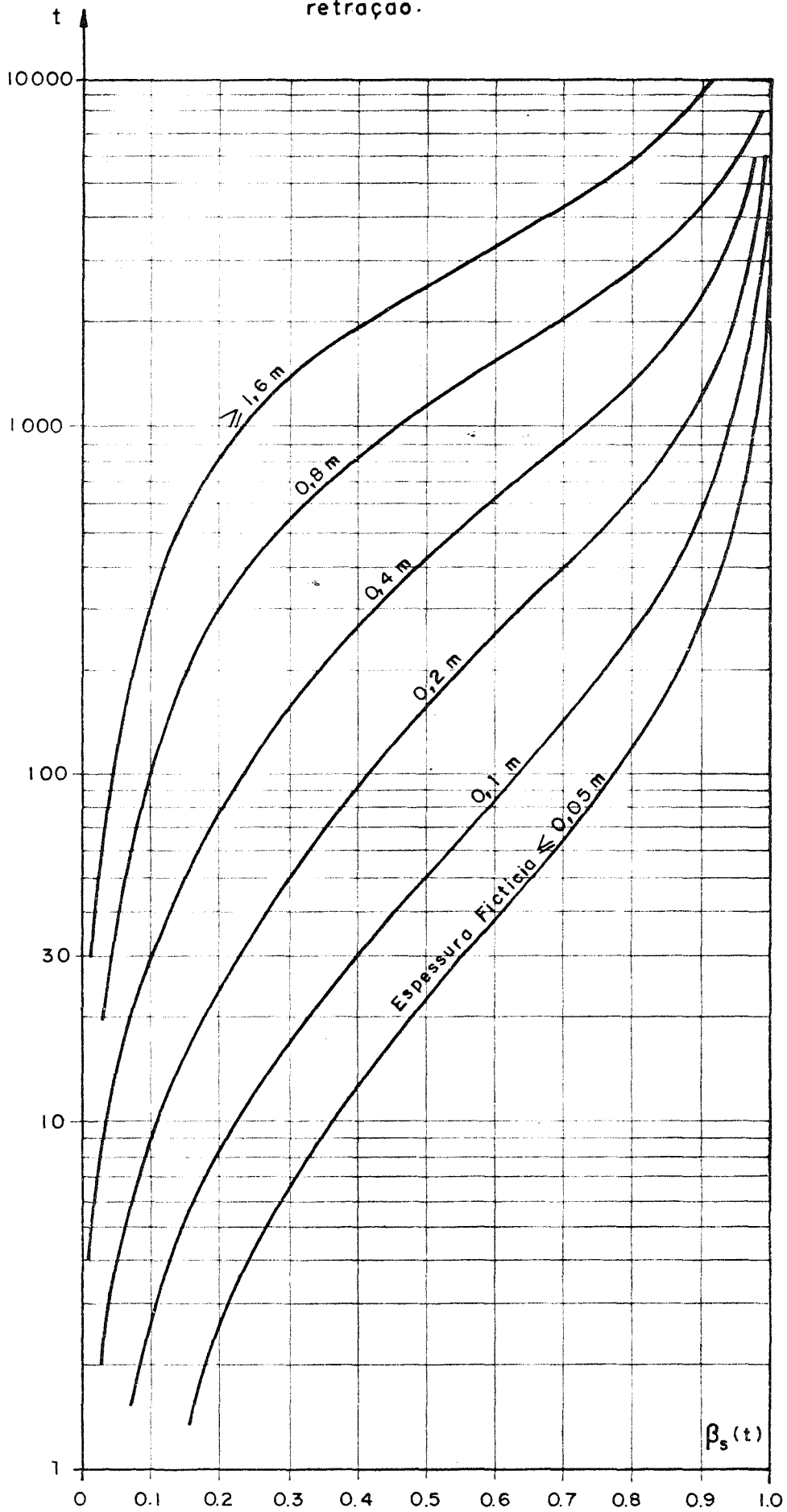
Tabela 2.1 - Valores do coeficiente α para cálculo da idade fictícia

CIMENTO	RETRAÇÃO	DEFORMAÇÃO LENTA
De endurecimento normal ou lento	1	1
De endurecimento rápido		2
De endurecimento rápido e de alta resistência		3

Tabela 2.2 - Valores de γ , ϵ_{1s} e ϕ_{1c}

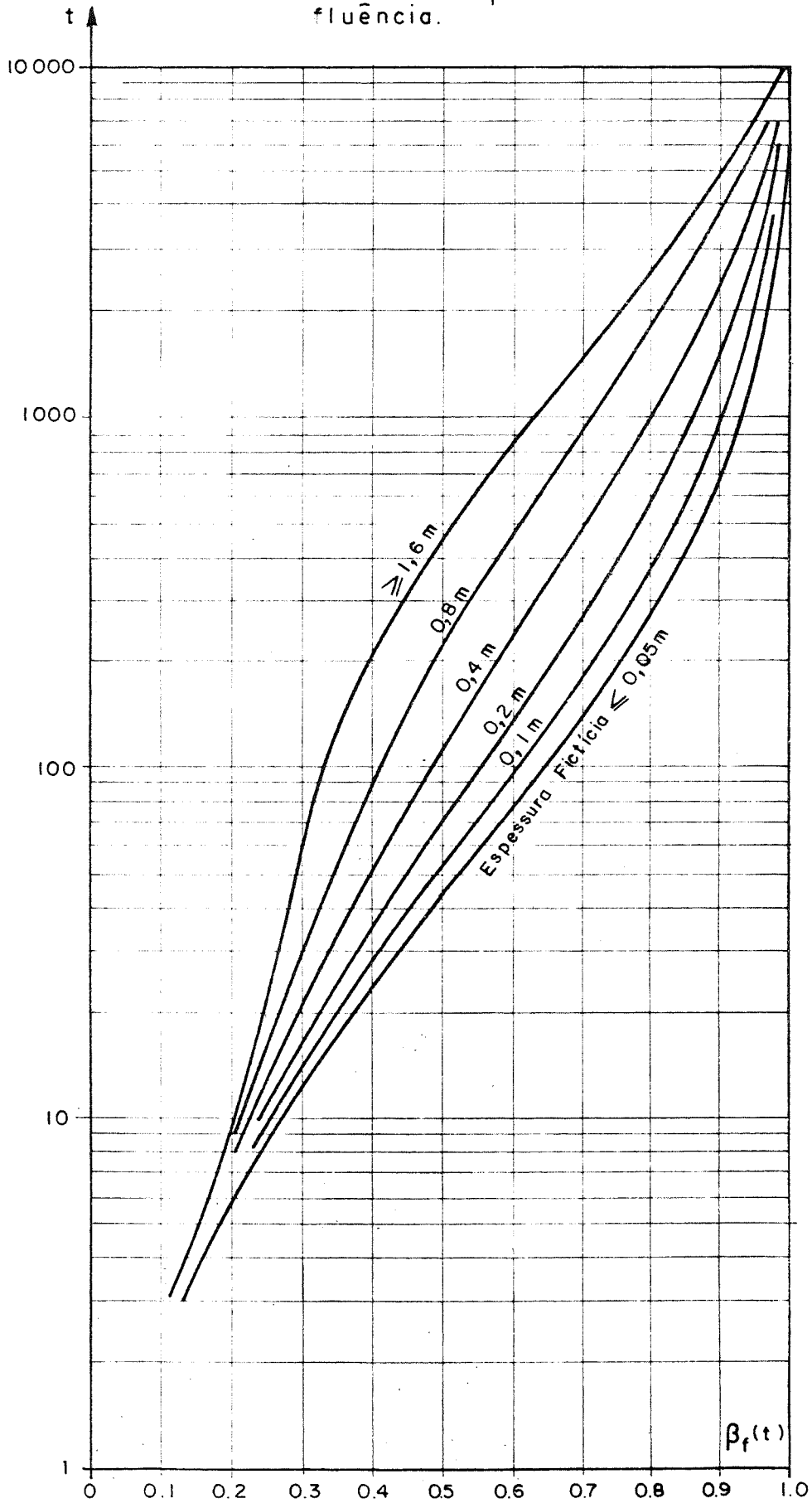
Ambiente	Umidade Relativa	γ	Retração $10^4 \epsilon_{1s}$			Deformação lenta ϕ_{1c}		
			Abatimento de acordo com o MB-256 (em cm)					
			0-2	3-5	6-15	0-2	3-5	6-15
Na água	100%	30,0	+0,8	+1	+1,3	0,6	0,8	1,0
Em ambiente muito úmido imediatamente acima d'água	90%	5,0	-0,8	-1,0	-1,3	0,8	1,0	1,3
Ao ar livre, em geral	70%	1,5	-1,5	-2,5	-3,1	1,5	2,0	2,5
Em ambiente seco	40%	1,0	-3,0	-4,0	-5,0	2,3	3,0	3,8

Ábaco 2.1 - Valores de β_s para cálculo de retração.



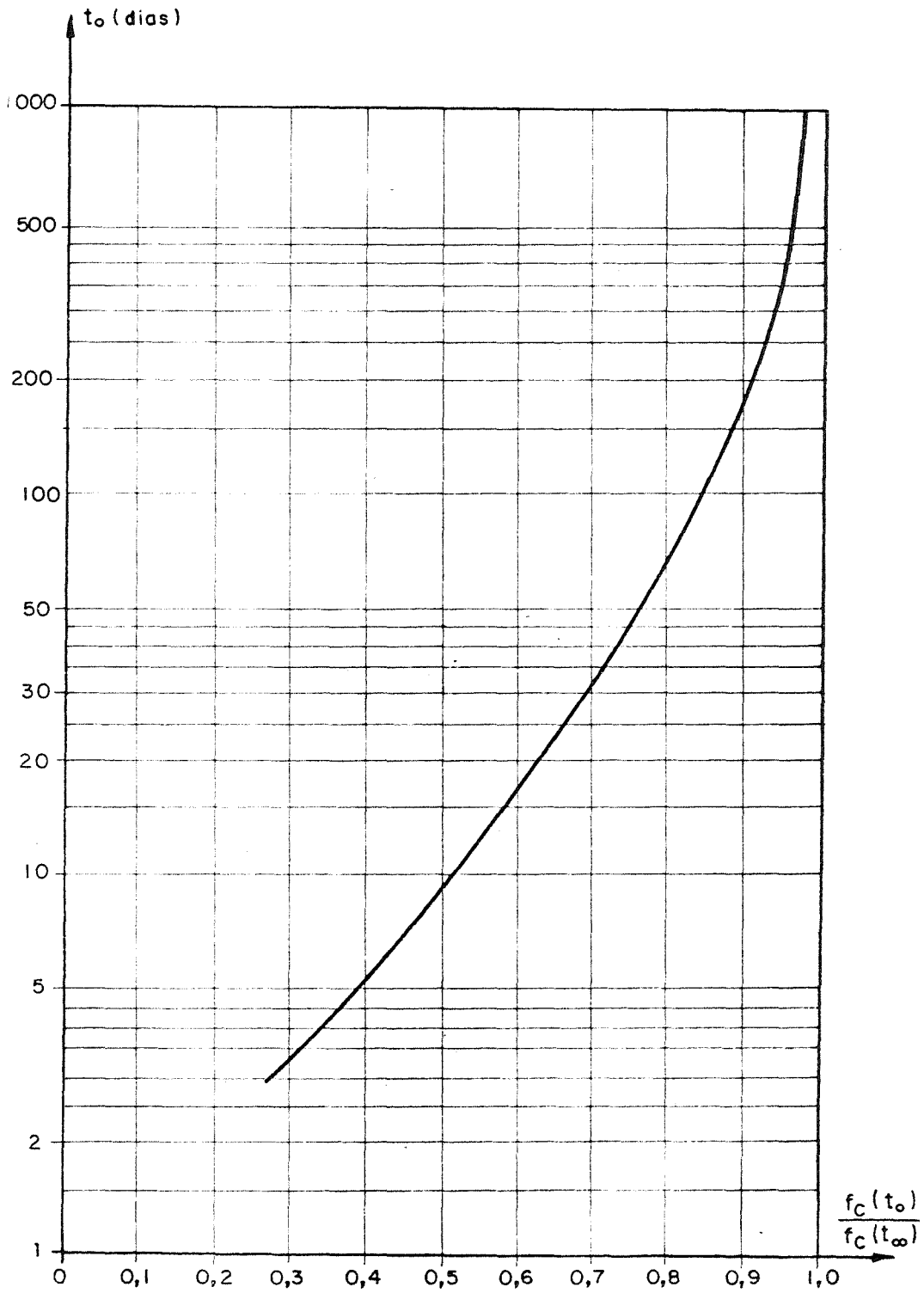
Obs: ver notação na página 30

Ábaco 2.2 - Valores de β_f para cálculo da fluência.



Obs : ver notação na página 30

Ábaco 2.3 — Valores de $\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)}$ para cálculo da fluência.



Obs: ver notação na página 31

CAPÍTULO 3

CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DO CONCRETO

3.1 - GENERALIDADES

O concreto, como material para as estruturas de concreto armado, deve possuir determinadas propriedades mecânicas, tais como: resistência, boa aderência com as armaduras, densidade suficiente para garantir impermeabilidade da estrutura e proteger as armaduras contra a corrosão.

Em função do fim ao qual a construção se destina, o concreto deve satisfazer outros requisitos especiais, como por exemplo, resistência ao fogo em caso de incêndios e à ação agressiva do meio ambiente, quando a obra for junto ao mar ou em regiões poluídas.

A resistência mecânica do concreto é influenciada pela granulometria dos agregados, escolhida de tal modo que o volume de vazios na mistura seja o menor possível, pela resistência mecânica dos agregados, pelo tipo de cimento e sua quantidade em relação à água de amassamento.

A densidade do concreto, exigível para cada obra, é obtida escolhendo uma conveniente granulometria dos agregados, adensando e vibrando o concreto lançado nas fôrmas e adotando o consumo de cimento compatível com o tipo de obra. O aumento da densidade do concreto gera um aumento da resistência mecânica.

No estudo da deformabilidade do concreto, Capítulo 2, foi possível constatar a singularidade desse material quando comparado com sólidos homogêneos.

Com relação às características mecânicas, particularmente as resistências, o concreto apresenta também comportamentos particulares, sendo influenciado por diversos fatores entre os quais: tipo de solicitação, velocidade de carregamento, relação água/cimento, idade do concreto, forma e dimensões dos corpos-de-prova.

A caracterização do material, com relação à resistência, exigiria ensaios em corpos-de-prova que pudessem levar em conta todos esses fatores. Com a impossibilidade de se considerarem nos ensaios todos esses aspectos, a determinação da resistência é feita através de ensaios de carga rápida sobre corpos-de-prova padronizados, levando-se em conta os demais fatores através de outros procedimentos.

3.2 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO - f_c

3.2.1 - Definições

A resistência à compressão simples é a característica mecânica mais importante de um concreto.

Já foi visto no Capítulo 2, que são muitas as variáveis que influem diretamente na resistência do concreto, sendo que os valores de ensaios da resistência à compressão simples, determinada através de corpos-de-prova, são dispersos e variam de uma obra para outra, segundo os cuidados e rigor com que se executa o concreto. Estes aspectos não podem ser deixados de lado quando se trata de definir um concreto através da resistência.

Por outro lado, existe dificuldade operacional para se reproduzirem em ensaios as classes de solicitações a que as peças de concreto armado são submetidas na estrutura. Em função disto, a resistência mecânica é então determinada mediante um ensaio rápido sobre uma série de corpos-de-prova e aplica-se este valor afetado de um coeficiente adequado a cada caso, segundo sejam as condições reais existentes.

Os corpos-de-prova são moldados e preparados para ensaio segundo a NBR 5738 - Confeção e cura de corpos-de-prova de concreto cilíndricos ou prismáticos - e ensaiados segundo a

NBR 5739 - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto - Método de ensaio.

O valor da resistência deve estar afetado da dispersão da série, para levar em conta a verdadeira qualidade do concreto na obra. O modo mais adequado para a representação das dispersões que podem sofrer uma determinada grandeza é o diagrama de Distribuição Normal (Figura 3.1), também denominada Curva de Gauss, que tanto mais terá um aspecto do mostrado na figura quanto maior for o número de corpos-de-prova ensaiados.

Exemplo da conveniência de se considerar a dispersão dos resultados, é o da Figura 3.1a, na qual se lançaram os resultados de ensaios de dois concretos diferentes de mesma resistência média. O mais confiável é o que apresenta menor dispersão, sendo que o coeficiente de ponderação da resistência do concreto (γ_c) deve ser maior para o mais disperso.

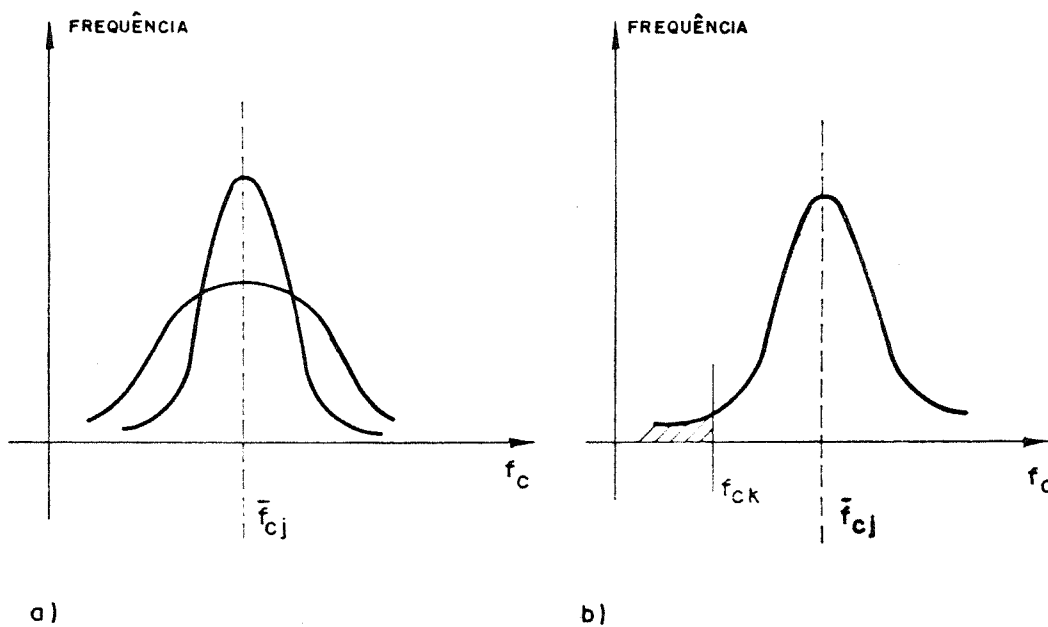


Figura 3.1— Diagramas de distribuição normal

Para eliminar este inconveniente e trabalhar com um único coeficiente γ_c , se adota o conceito de resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}), que é obtida estatisticamente levando em conta o valor da resistência média do concreto à compressão, prevista para a idade de j dias (f_{cj}), o valor do desvio padrão (s) e do coeficiente de variação (δ).

Por definição, resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}), é o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material. Da análise da Figura 3.1b determina-se:

$$f_{ck} = f_{cj} - s\delta = f_{cj} - 1,65s$$

onde o coeficiente de variação (δ) vale 1,65, para o quantil r igual a 5%, e o desvio padrão (s) é dado pela expressão

$$s^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (f_{cji} - \bar{f}_{cj})^2}{n-1} \quad \text{com} \quad \bar{f}_{cj} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{cji}}{n}$$

com f_{cji} igual à resistência aos j dias (normalmente igual a 28), determinada convencionalmente pela máxima tensão que pode ser aplicada ao corpo-de-prova genérico i .

Não se deve confundir resistência característica do concreto, f_{ck} , recém definido, com a resistência de dosagem (f_{cj}) e nem com o valor estimado da resistência característica à compressão ($f_{ck,est}$), este empregado para aceitar ou dispensar o concreto enviado à obra, a partir de um número relativamente pequeno de corpos-de-prova.

3.2.2 - Classes de resistência

Os concretos são classificados e designados pela letra C seguida do valor da resistência característica expressa em MPa, conforme indicação da NBR 8953 - Concreto - Classificação pela resistência à compressão de concreto para fins estruturais, da qual se transcreve as seguintes classes de resistência: C-9; C-12; C-15; C-18; C-21; C-24; C-27; C-30; C-35; C-40.

Segundo o item 5.2, da Norma citada, os concretos destinados a outros fins que não os especificados pela NBR 6118, cuja resistência característica seja definida por um quantil diferente de 5% ou especificada para idades de controle diferentes de 28 dias, devem ser identificados pelo prefixo B seguido

de número que exprime a resistência à compressão em MPa que será tomado entre as classes de resistências citadas no parágrafo anterior. Ainda, a especificação do concreto deve ser completada pelo quantil e pela idade de controle.

O menor valor da resistência característica, exigível para concretos preparados no canteiro da obra ou para pré-misturado, é igual a 9MPa(C-9). O concreto pré-misturado deverá ser fornecido com base na resistência característica.

3.2.3 - Dosagem experimental - NBR 6118 - item 8.3.1

A dosagem experimental estabelece o traço do concreto em função da resistência característica (f_{ck}), adotada no projeto estrutural, e da trabalhabilidade, medida pela consistência, compatível com as dimensões da peça a concretar, com a distribuição das armaduras e com o processo de lançamento e adensamento a serem usados.

Como prevenção à durabilidade das peças de concreto, quando elas forem usadas em ambiente agressivo, a escolha dos materiais deve ser criteriosa, respeitando-se o mínimo consumo de cimento e o máximo valor da relação água/cimento compatíveis com a boa durabilidade do concreto.

O método de dosagem experimental a adotar poderá ser qualquer um, desde que baseado na correlação entre a resistência, durabilidade, fator a/c. A trabalhabilidade desejada será função dos característicos dos materiais componentes, dos equipamentos a serem empregados na mistura, transporte, lançamento e adensamento, bem como das eventuais dificuldades de execução.

A resistência de dosagem, quando é conhecido o desvio padrão s_n da resistência, é dada pela fórmula:

$$f_{cj} = f_{ck} + 1,65 s_d$$

sendo o desvio padrão de dosagem s_d determinado pela expressão

$$s_d = k_n s_n > 2MPa$$

onde k_n é dado pelo quadro seguinte, em função do número n de ensaios.

n	20	25	30	50	200
κ_n	1,35	1,30	1,25	1,20	1,10

O desvio padrão s_n da resistência é determinado em ensaios com corpos-de-prova da obra considerada ou de outra obra cujo concreto tenha sido executado com o mesmo equipamento e iguais organização e controle de qualidade.

Quando não for conhecido o desvio padrão s_n , o construtor indicará, para efeito da dosagem inicial, o modo como pretende conduzir a construção, de acordo com o qual fixa-se o desvio padrão s_d pelo seguinte critério:

a) quando houver assistência de profissional habilitado, especializado em tecnologia do concreto, todos os materiais forem medidos em peso e houver medidor de água, corrigindo-se as quantidades de agregado miúdo e de água em função de determinações frequentes e precisas do teor de umidade dos agregados, e houver garantia de manutenção, no decorrer da obra, da homogeneidade dos materiais a serem empregados:

$$s_d = 4MP_a$$

b) quando houver assistência de profissional legalmente habilitado, especializado em tecnologia do concreto, o cimento for medido em peso e os agregados em volume, e houver medidor de água, com correção do volume do agregado miúdo e da quantidade de água em função de determinações frequentes e precisas do teor de umidade dos agregados:

$$s_d = 5,5MP_a$$

c) quando o cimento for medido em peso e os agregados em volume e houver medidor de água, corrigindo-se a quantidade de água em função da umidade dos agregados simplesmente estimada:

$$s_d = 7MP_a$$

No decorrer da obra deve ser feito o controle da resistência do concreto como descrito em 3.2.5 deste texto.

3.2.4 - Dosagem não experimental

A NBR 6118 permite a utilização de concreto com dosagem não experimental, feita no canteiro da obra, utilizando processo rudimentar, apenas para obras de pequeno vulto, respeitadas as seguintes condições:

- a) a quantidade mínima de cimento por metro cúbico de concreto será de 300kg;
- b) a proporção de agregado miúdo no volume total do agregado será fixada de maneira a obter-se um concreto de trabalhabilidade adequada a seu emprego, devendo estar entre 30% e 50%;
- c) a quantidade de água será a mínima compatível com a trabalhabilidade necessária.

No caso de concreto com dosagem não experimental, a NBR 6118 dispensa o controle da resistência.

3.2.5 - Controle da resistência do concreto

O corpo-de-prova utilizado é o cilíndrico, com 15cm de diâmetro da base e 30cm de altura. A moldagem e o ensaio são feitos segundo a NBR 5738 e 5739, respectivamente.

A idade de ruptura, normalmente adotada, é de 28 dias. É permitido avaliar a resistência previamente, com resultados de ensaios com idade menor, desde que seja conhecida a relação entre as resistências nesta idade e na idade prevista. É conveniente usar 7 dias para a idade menor.

A NBR 6118 indica dois tipos de controle da resistência do concreto à compressão: controle sistemático e controle assistemático. Esta divisão é para atender à diversidade de condições construtivas e a importância relativa das diferentes estruturas de concreto.

O controle sistemático é recomendável sempre e deve ser obrigatório quando for adotado concreto classe acima de C-16 ou se o coeficiente de ponderação da resistência do concreto (γ_c) for menor que 1,4. Em caso contrário, ou seja, para classe de resistência não superior a C-16 e $\gamma_c \geq 1,4$, é permitido o controle assistemático

É permitido controle diferente dos citados em obras com produção diária de mais de 500m^3 de concreto, mas não inferior quanto à sua credibilidade. Este controle deve ser estabelecido em função da variabilidade do cimento, dos demais materiais empregados no concreto e do próprio concreto.

a) Controle Sistemático - $f_{ck} > 16\text{MPa}$ e $\gamma_c < 1,4$

Para efeito de controle e aceitação, todo o concreto da estrutura será dividido em lotes.

Os lotes não deverão ter mais de 100m^3 , nem corresponder a área de construção de mais de 500m^2 e nem a tempo de execução de mais de 2 semanas. Nos edifícios cada lote não poderá compreender mais de 1 andar. Nas estruturas de grande volume, o lote poderá atingir 500m^3 , mas o tempo de execução correspondente não poderá superar 1 semana.

A cada lote de concreto corresponderá 1 amostra com n exemplares, retirados de maneira que a amostra seja representativa do lote todo. Cada exemplar será constituído por 2 corpos-de-prova da mesma amassada e moldados no mesmo ato, tomando-se como resistência do exemplar o maior dos 2 valores obtidos no ensaio.

Excepcionalmente, excluído o caso do índice reduzido de amostragem, quando a moldagem, a cura inicial e o transporte dos corpos-de-prova forem realizados por pessoal especializado, de laboratório, cada exemplar poderá ser constituído por um único corpo-de-prova.

No caso de concreto pré misturado, a amostra deverá conter pelo menos um exemplar de cada caminhão-betoneira recebido na obra.

No controle sistemático, o valor estimado da resistência característica à compressão será dada por

$$f_{ck,est} = 2 \frac{f_1 + f_2 + \dots + f_{m-1}}{m-1} - f_m$$

onde m é a metade do número n de exemplares, desprezando-se o valor mais alto se este número for ímpar, e $f_1 \leq f_2 \dots \leq f_m \dots \leq f_n$ são as resistências dos exemplares; não se tomará para $f_{ck,est}$ valor menor que $\psi_6 f_1$ (ψ_6 na Tabela 3.2) nem maior que

$$0,85 \frac{f_1 + f_2 + \dots + f_n}{n}$$

Quando o primeiro destes limites for maior que o segundo, será este segundo limite adotado como valor de $f_{ck,est}$.

No controle sistemático serão admitidos três índices de amostragem: reduzido ($n = 6$), normal ($n = 12$) e rigoroso ($n = 18$).

No início da produção de cada tipo de concreto deverá em geral ser adotado o índice normal; quando as condições peculiares da obra ou de sua execução aconselharem, inicialmente será adotado o índice rigoroso. O índice será mantido ou alterado no prosseguimento da produção de acordo com as indicações da Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Controle Sistemático

Valor estimado da resistência característica	Índice de amostragem empregado no lote em exame		
	Reduzido ($n = 6$)	Normal ($n = 12$)	Rigoroso ($n = 18$)
	Índice a adotar no lote seguinte:		
$f_{ck,est} \geq 1,1f_{ck}$	Manter o reduzido	Passar para o reduzido	Passar para o normal
$1,1f_{ck} > f_{ck,est} \geq f_{ck}$	Passar para o normal	Manter o normal	
$f_{ck,est} < f_{ck}$			Passar para o rigoroso

b) Controle assistemático - $f_{ck} \leq 16\text{MPa}$ e $\gamma_c \geq 1,4$

Neste caso o concreto de toda a estrutura será considerado globalmente.

A amostra poderá ser formada de modo assistemático, mas com pelo menos um exemplar por semana e para cada 30m^3 de concreto. Em nenhum caso a amostra será formada por menos de 6 exemplares, exceto no caso de pequenos volumes de até 6m^3 , fabricados em condições homogêneas, quando a amostra poderá ser de apenas um exemplar, de 2 corpos-de-prova, adotando-se $\psi_6 = 0,89$. Os exemplares serão todos de 2 corpos-de-prova da mesma amassada e moldados no mesmo ato; a resistência de cada exemplar será o maior dos 2 valores obtidos no ensaio.

Conhecidas as resistências $f_1 \leq f_2 \dots \leq f_n$ de n exemplares ensaiados, o valor estimado da resistência característica à compressão, no caso de controle assistemático, será dado por

$$f_{ck,est} = \psi_6 f_1$$

mas não se tomando valor maior que 0,85 da média aritmética das resistências dos n exemplares.

Tabela 3.2 - Valores de ψ_6

n	6	7	8	10	12	14	16	≥ 18
ψ_6	0,89	0,91	0,93	0,96	0,98	1,00	1,02	1,04

3.3 - RESISTÊNCIA À TRAÇÃO - f_t

Define-se resistência característica do concreto à tração (f_{tk}) como sendo o valor da resistência que tem 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um lote. A determinação de f_{tk} segue, portanto, o mesmo roteiro adotado para a obtenção de f_{ck} .

Os corpos-de-prova são os cilíndricos moldados segundo a NBR 5738 e ensaiados seguindo os critérios da NBR 7222-Argamassas de Concretos-Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral de Corpos-de-Prova Cilíndricos.

O processo de ensaio foi desenvolvido pelo engenheiro, professor e pesquisador LOBO CARNEIRO em 1943, conhecido mundialmente como "ensaio brasileiro"; consiste em submeter corpos-de-prova, idênticos aos usados para determinar a resistência à compressão, a uma compressão diametral (Figura 3.2).

A história do desenvolvimento do processo teve início com a necessidade de se preservar a Igreja de São Pedro, na cidade do Rio de Janeiro. Esta construção, um pequeno templo construído em 1740, foi a primeira igreja da América Latina com contorno curvilíneo. Além de se pretender preservar a construção, havia o interesse de preservar a memória cultural e histórica.

Como no projeto a atual Av. Presidente Vargas passava pela igreja, foi tentado um meio de transladá-la.

Segundo VASCONCELOS (1985), a igreja possuía paredes de alvenaria com espessuras variando entre 1,5 e 2m, com uma massa total de 6.900 toneladas. Foram projetadas vigas de concreto armado, que seriam executadas por segmentos alternados nas bases das paredes da igreja; seriam intercalados 100 rolos de concreto de 30cm de diâmetro e 120cm de comprimento. Os rolos seriam revestidos com chapa de aço de 9mm de espessura com a finalidade de aumentar a resistência e diminuir o atrito. A igreja, sobre os cilindros, seria transportada para uma distância de 100m da posição original pela ação de uma força horizontal total de 3800KN, fornecida por macacos hidráulicos.

Posta a situação o prof. Lobo Carneiro iniciou um estudo pormenorizado do problema da ruptura do concreto submetido a um estado múltiplo de tensões, estudo inédito até aquela data.

Esse ensaio foi logo aceito internacionalmente sendo denominado de "ensaio de tração indireta" ou ensaio de tração por fendilhamento" ou "Brazilian Test". O método, foi apresentado pela primeira vez no Brasil em setembro de 1943, na 5ª Reunião da ABNT.

Submetido a uma compressão diametral (Figura 3.2) o corpo-de-prova recebe uma carga que vai sendo aumentada paulatinamente, até que haja a ruptura do cilindro, abrindo-se em dois (não há esmagamento do cilindro), ao longo de um plano diametral. A resistência à tração do concreto é calculada pela expressão:

$$f_{cti} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{F_i}{d \cdot h}$$

onde, d e h são respectivamente diâmetro da base e altura do corpo-de-prova e F_i é a carga máxima, indicada pelo ponteiro do dinamômetro da máquina na ocasião da ruptura.

As tensões de tração na direção perpendicular à direção de aplicação da carga são praticamente constantes ao longo do diâmetro. A Figura 3.2 apresenta os diagramas de tensões nas direções do carregamento (y) e perpendicular a ele (x), sendo que a ruptura ocorre com um estado de tensões tal que $\sigma_t / \sigma_c = 1:3$.

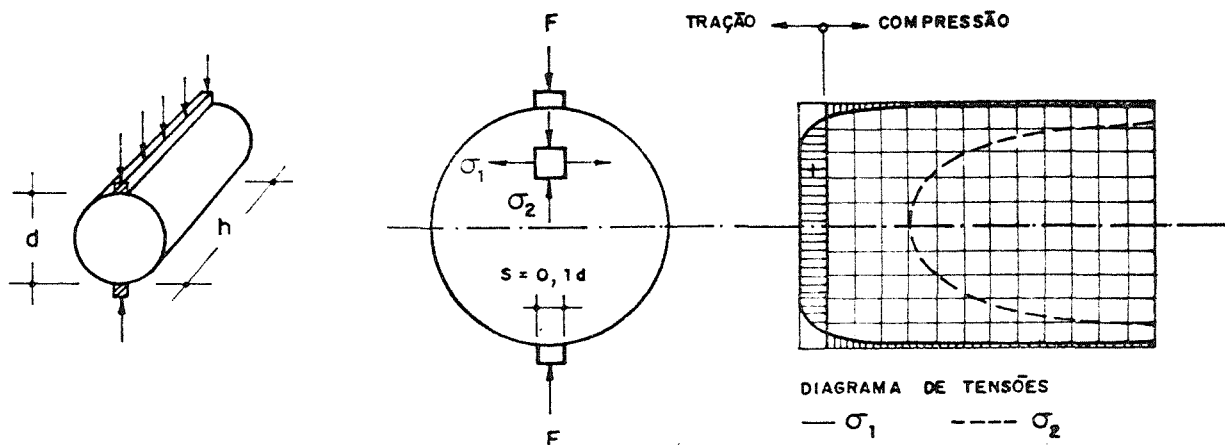


Figura 3.2 — Determinação da resistência à tração por fendilhamento em cilindros de concreto.

A resistência à tração pode ainda ser determinada de modo direto, aplicando tração axial em corpos-de-prova de concreto simples, como o mostrado na Figura 3.3, nos quais as seções centrais são retangulares, com dimensões 9cm e 15cm, e as extremidades são quadradas, com 15cm de lado. A resistência à tração é dada por:

$$f_{ti} = \frac{F_i}{A_c}$$

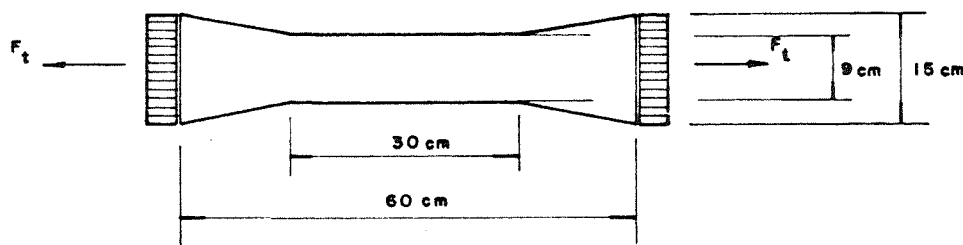


Figura 3.3 — Corpo-de-prova para a determinação da resistência à tração axial

Um outro processo consiste no ensaio de vigas de concreto simples submetidas à flexão. O resultado depende das dimensões dos corpos-de-prova e da posição da carga. Com duas cargas aplicadas nos terços médios da viga (Figura 3.4) e supondo distribuição linear de tensões ao longo da seção transversal, a resistência à tração, que é igual a tensão de ruptura, vale:

$$f_{ti} = \frac{M}{W} = \frac{F}{2} \times \frac{\ell}{3} \times \frac{6}{bh^2} = \frac{F \cdot \ell}{bh^2}$$

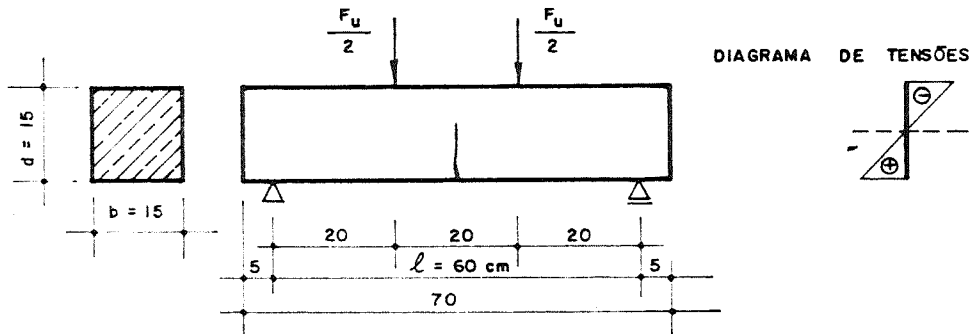


Figura 3.4— Corpos-de-prova para a determinação da resistência à tração na flexão

A resistência à tração determinada por ensaio diametral é maior que no caso de tração axial, pois a fissuração começa no interior do corpo-de-prova e ainda tem o efeito favorável das tensões de compressão oriundas da retração.

A resistência à tração obtida por flexão é maior que a determinada pelos dois outros processos, porque a maior tensão ocorre apenas na fibra mais tracionada, sendo que as fibras menos solicitadas colaboram na resistência.

A NBR 6118, no item 5.2.1.2, permite que na falta de determinação experimental, se adote as seguintes relações:

$$f_{tk} = \frac{f_{ck}}{10} \quad \text{para } f_{ck} \leq 18\text{MPa}$$

$$f_{tk} = 0,06f_{ck} + 0,7\text{MPa} \quad \text{para } f_{ck} > 18\text{MPa}$$

O valor da resistência característica à tração estimado ($f_{tk,est}$) deve ser determinado pelos critérios da NBR 6118, capítulo 15, conforme exposto em 3.2.5 deste texto.

As relações entre as resistências à tração, obtidas nos diversos ensaios, estão indicadas na Tabela 3.6, item 3.7.4 deste texto.

3.4 - RESISTÊNCIAS DO CONCRETO NO CASO DE SOLICITAÇÃO MULTIAXIAL

3.4.1 - Generalidades

O estudo da resistência do concreto submetido a estados de solicitações triaxiais ou biaxiais tem aplicabilidade direta nas peças estruturais de concreto armado. Citam-se por exemplo: a diminuição de resistência à compressão na solicitação biaxial de compressão-tração nas mesas comprimidas de vigas T e o acréscimo de resistência à compressão biaxial em pilares cintados e áreas parcialmente carregadas.

Do estudo do comportamento do concreto para estados triaxiais observa-se que a resistência axial cresce com a pressão de confinamento, apresentando características de fragilidade plástica. O gráfico da Figura 3.5 apresentado por CHEN (1982), mostra o comportamento do concreto submetido a ensaio triaxial de compressão, onde nota-se o aumento da tensão σ_3 em função do aumento das pressões de confinamento σ_1 e σ_2 .

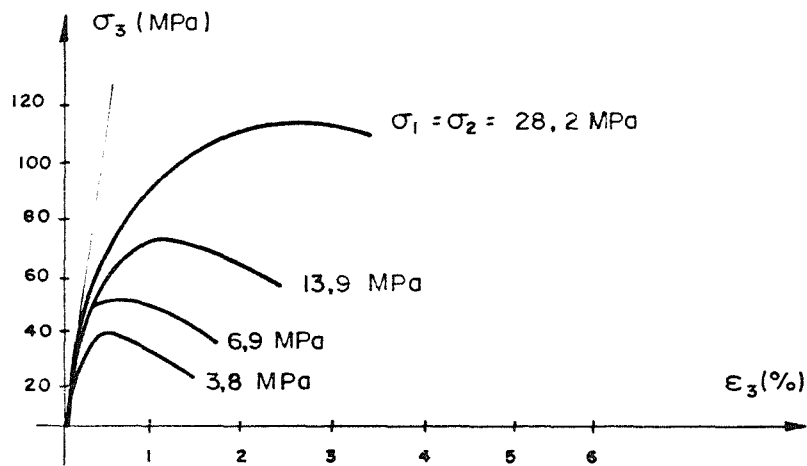


Figura 3.5 — Ensaio triaxial de compressão

Quando submetido a estado biaxial de compressão, a tensão de compressão máxima, atuante em corpos-de-prova de concreto, aumenta. Este acréscimo é de aproximadamente 25% para a relação $\sigma_2/\sigma_1 = 0,5$ e é de 16% para $\sigma_2/\sigma_1 = 1,0$. Com σ_1 de tração e σ_2 de compressão a resistência à compressão decresce linearmente com o acréscimo linear da tensão de tração.

No caso de tração biaxial a resistência do concreto, no estado duplo de tensões, é praticamente a mesma que a medida na tração pura.

A Figura 3.6, apresenta um diagrama obtido com resultados de pesquisas de RÜSCH (1975). O carregamento foi realizado com a interposição de escovas de aço entre o corpo-de-prova e a base do equipamento de ensaio, com a finalidade de evitar a introdução de esforços tangenciais oriundos do contato direto (ver Figura 3.6)

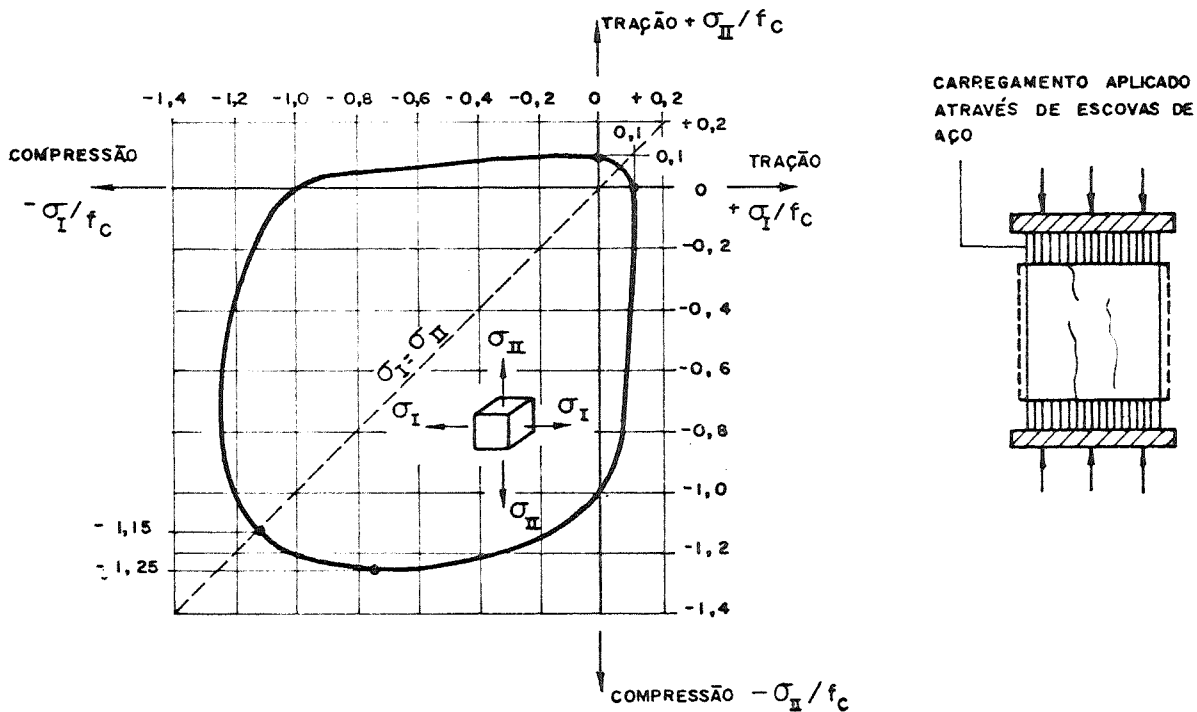
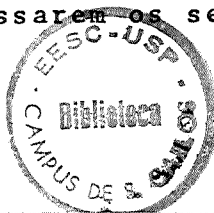


Figura 3.6 — Concreto sob solicitação biaxial

3.4.2 - Estado múltiplo de tensões. Critérios da NBR 6118

A NBR 6118, no item 5.1 - Critérios de Segurança, diz que no estado múltiplo de tensões, para haver segurança, o círculo de Mohr correspondente às tensões determinadas com os valores de cálculo das ações não deve ultrapassar a envoltória de Mohr traçada com os valores de cálculo da resistência do concreto.

Essa verificação é dispensada sempre que, sendo uma das tensões principais nula ou de tração (σ_I), as tensões de cálculo (σ_{Id} e σ_{IIId}) não ultrapassarem os seguintes valores últimos:



- quando $\sigma_{Id} \leq 0,125 f_{cd}$

$$\sigma_{IIu} = f_{cd} - 4 \sigma_{Id}$$

- quando $\sigma_{Id} > 0,125 f_{cd}$

$$\sigma_{Iu} = 0,25 f_{cd}$$

$$\sigma_{IIu} = 0,0625 \frac{f_{cd}^2}{\sigma_{Id}}$$

onde f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão, ou seja, $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$.

A NBR 6118 alerta para o fato de que a segurança das peças no estado limite último, qualquer que seja a espécie de solicitação, não poderá depender da resistência à tração do concreto, devendo haver armadura convenientemente calculada para resistir, com a segurança prevista, a todos os esforços de tração. Excluem-se desta exigência os casos de pressão de contato em área reduzida (NBR 6118-4.1.1.6), esforços oriundos da força cortante (NBR 6118-4.1.4.2), efeito de punção (4.1.5.2) e outros casos em que os esforços de tração no concreto sejam desprezíveis.

3.5 - DEFORMAÇÕES DE RUPTURA

A NBR 6118, no item 4.1.1.1 - Hipótese de cálculo, indica para o encurtamento de ruptura do concreto, quando a seção estiver submetida a compressão simples, o valor 2%.

Essa indicação é fundamentada experimentalmente através de ensaios de concretos de diferentes resistências, constituídos dos mesmos agregados e com a mesma granulometria. Os carregamentos dos corpos-de-prova foram feitos com carga centrada para velocidade de deformação constante (1% em 100 min) - Figura 3.8 - e, velocidade de carregamento constante - Figura 3.9.

Os diagramas tensão-deformação, nos dois casos, mostram que os valores máximos f_c , situam-se para ϵ_c entre 2,0% e

2,5%, independente da resistência à compressão. Nota-se, ainda, que nesses ensaios realizados por Rasch e Rüsck, citados por LEONHARDT (1977), os concretos de menor resistência apresentam maior capacidade de deformação.

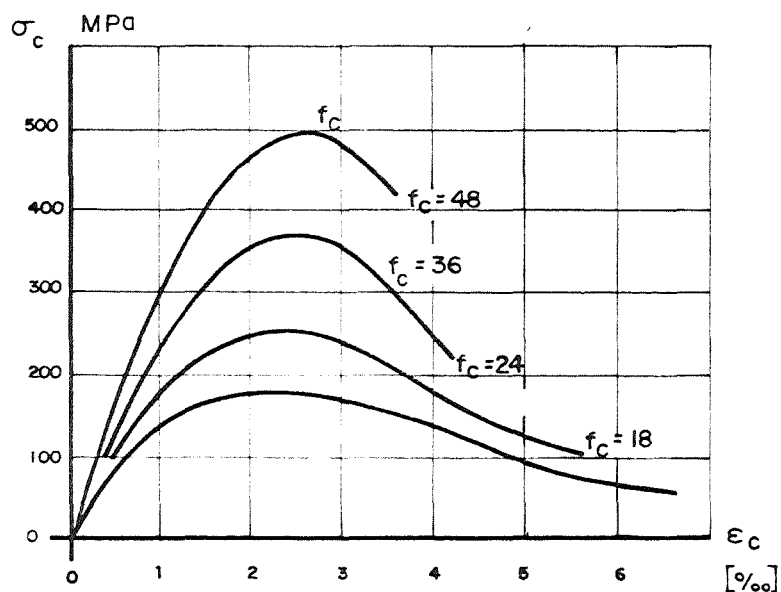


Figura 3.8 — Velocidade de deformação constante

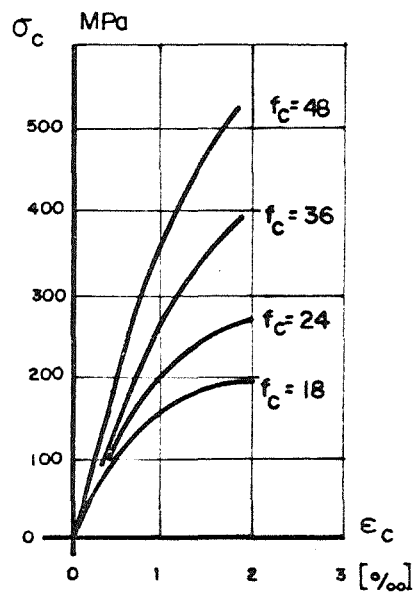


Figura 3.9 — Velocidade de carregamento constante

O item da NBR 6118, anteriormente citado, preconiza para seções não inteiramente comprimidas, que se considere para encurtamento de ruptura do concreto o valor convencional de 3,5%. (Figura 3.10a).

A justificativa desse valor pode ser encontrada em MÓDESTO DOS SANTOS (1983), que analisa trabalhos de Rasch e Rüsck, onde indicam, que para a seção retangular, o valor do encurtamento último do concreto (ϵ_c) varia entre 3,0% e 3,5% para posições da linha neutra entre $x=0$ e $x=h$.

Ao se adotar um único valor $\epsilon_c = \epsilon_u = 3,5\%$, válido como deformação na borda mais comprimida para qualquer tipo de seção transversal e qualquer posição da linha neutra, faz-se uma simplificação de cálculo que a pesquisa mostrou ser a favor da segurança.

No caso da linha neutra fora da seção transversal ($x > h$), a deformação de ruptura varia entre 2,0% e 3,5%. (Figura 3.10b).

Para as seções triangulares (Figura 3.10c), no vértice mais comprimido, a deformação de ruptura pode chegar a $\epsilon_u = 5\%$; porém, a NBR 6118, no item já citado, limita este valor em 3,5%.

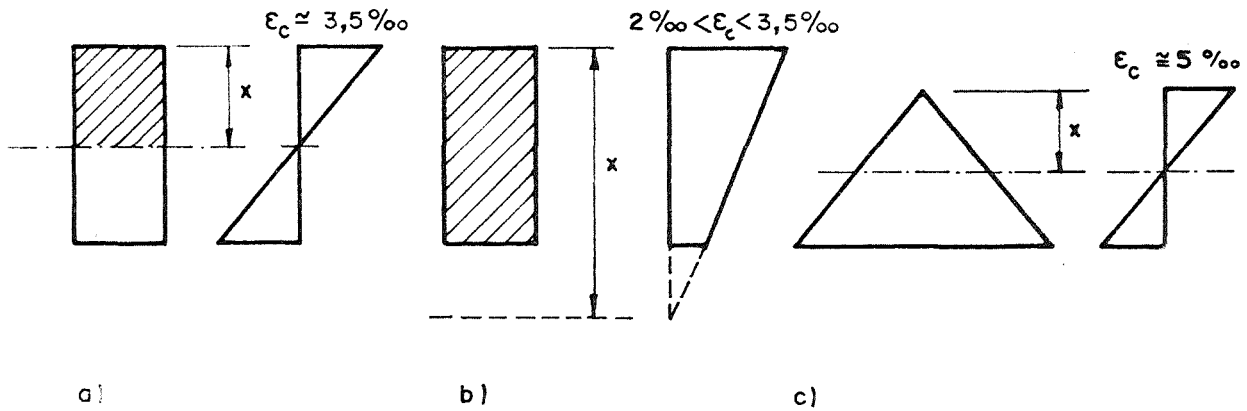


Figura 3.10 — Deformações de ruptura

3.6 - DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Os diagramas tensão-deformação do concreto (Figura 3.11), para carregamento de curta duração e para tensões acima de $1/3 f_c$, apresentam comportamento elasto-plástico. Abaixo deste valor o comportamento é elástico. Para valores das tensões acima de $1/3 f_c$, as deformações elásticas (ϵ_{ce}) são acrescidas das deformações plásticas (ϵ_{cpl}), resultando para deformação total $\epsilon_{tot} = \epsilon_{ce} + \epsilon_{cpl}$.

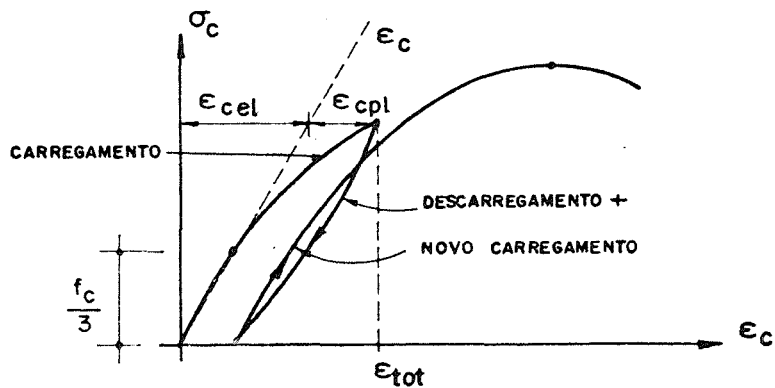


Figura 3.11 — Deformações de um prisma de concreto.

O caso de carregamento de longa duração, ou seja, carga aplicada em curto espaço de tempo e depois mantida constante (é o que ocorre na estrutura real), é desfavorável em relação ao carregamento de curta duração, levando a valores de ruptura menores que neste caso.

A justificativa para esse fato é dada por RÜSCH(1975), conforme ilustrado na Figura 3.12. Nesse diagrama, foi lançado em abscissas os encurtamentos relativos do concreto em valor absoluto e em ordenadas a tensão σ_c dada em valor relativo, referida a uma resistência f_c obtida em ensaio rápido de um corpo-de-prova do mesmo concreto.

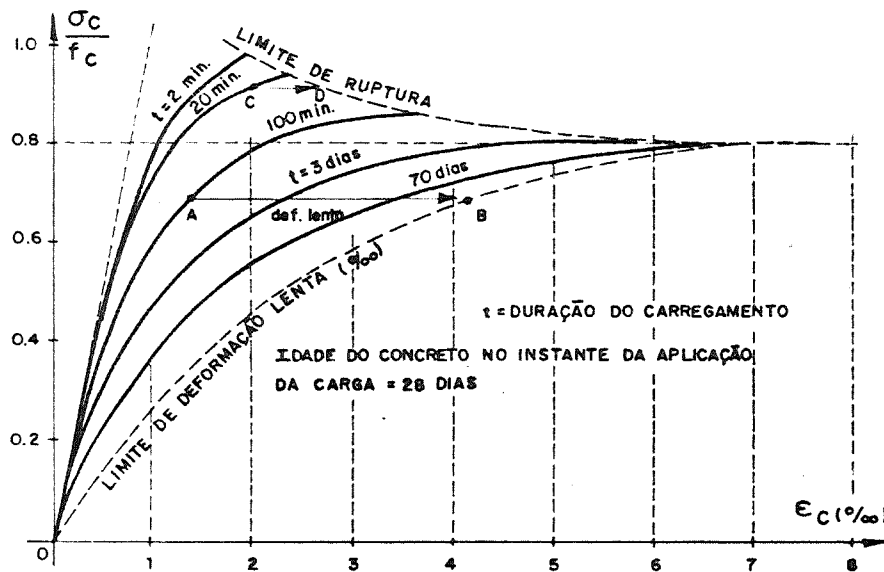


Figura 3.12 — Diagrama tensão-deformação; carregamento de longa duração

Os resultados dos ensaios de Rüsçh mostram que o concreto apresenta uma resistência a longo prazo cerca de 20% inferior à resistência a curto prazo. Com o passar do tempo a tensão σ_c diminui.

Com a tensão σ_c mantida em um valor mais baixo que a de ruptura (ponto A do diagrama), após o tempo t de duração da carga (100 minutos no exemplo), não haverá ruptura; se a carga for mantida indefinidamente, também não haverá ruptura (ponto B do diagrama), ocorrerá apenas aumento de deformação, caracterizada por deformação lenta.

Com a tensão σ_c mantida em valor superior à resistência a longo prazo (ponto C do diagrama), não haverá ruptura ime-

diata, mas se a carga for mantida por mais tempo, a ruptura poderá ocorrer antes dos 100 minutos (ponto D do diagrama).

Conclue-se que, com o aumento da duração da carga, tornam-se as curvas cada vez mais abatidas, com rupturas para relações σ_c/f_c menores que 1,0.

Para o dimensionamento de seções transversais de peças de concreto armado a NBR 6118, no item 8.2.4, indica o diagrama tensão-deformação à compressão da Figura 3.13, como sendo um diagrama simplificado, composto de uma parábola do 2º grau que passa pela origem e tem seu vértice no ponto de abscissa 2% e ordenada $0,85f_{cd}$ e de uma reta entre as deformações 2% e 3,5%, tangente à parábola e paralela ao eixo das abscissas.

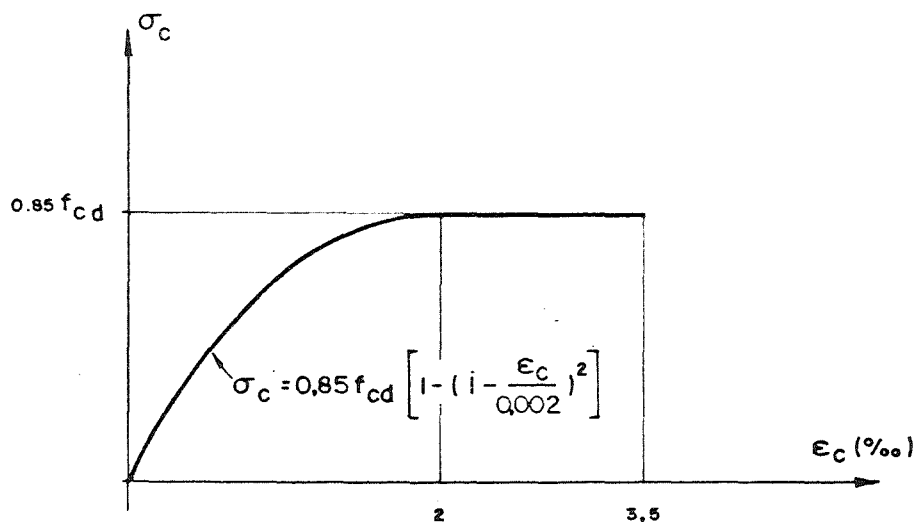


Figura 3.13 — Diagramas tensão - deformação

A tensão de cálculo $\sigma_{cd} = 0,85f_{cd}$ é calculada em função da resistência de cálculo do concreto à compressão que é igual a f_{ck}/γ_c , onde γ_c , coeficiente de ponderação da resistência do concreto, vale geralmente 1,4, de acordo com o item 5.4.1 da NBR 6118.

Esse coeficiente deve ser elevado para $\gamma_c = 1,5$, no caso de peças em que sejam previstas condições desfavoráveis de concretagem, por transporte, por adensamento manual ou concretagem deficiente pela concentração de armadura.

O coeficiente 0,85 leva em conta o chamado "efeito Rüsçh", como anteriormente justificado.

3.7 - FATORES QUE INFLUEM NA RESISTÊNCIA

3.7.1 - Qualidade dos materiais

A qualidade dos materiais componentes do concreto - agregados, cimento e água - é de suma importância no valor da resistência.

A NBR 6118, no item 8 - Concreto, apresenta indicações quanto aos materiais usado no concreto.

Com relação ao cimento, que deve obedecer as especificações da ABNT, o armazenamento deve ser em local protegido da ação das intempéries, da umidade e de outros agentes nocivos à sua qualidade.

Se o cimento fornecido à obra for ensacado, a conservação deve ser feita na embalagem original até a ocasião do emprego. A pilha deve conter no máximo 10 sacos; se o tempo de armazenamento for inferior a 15 dias, a pilha pode ser de 15 sacos. A utilização deve respeitar a ordem cronológica de recebimento, sendo que lotes recebidos em épocas diferentes não podem ser misturados, inclusive para facilitar a inspeção de qualidade.

As especificações quanto aos agregados miúdo e graúdo, devem respeitar os preconizados em normas próprias da ABNT. No canteiro da obra, os agregados devem ser depositados em plataformas separadas, de modo a não haver a possibilidade de se misturarem com outros agregados ou com materiais estranhos que possam prejudicar a qualidade.

Quanto à água destinada ao amassamento, ela deve ser isenta de teores prejudiciais de substâncias estranhas. A NBR 6118 - item 8.1.3, indica como satisfatórias as águas potáveis que tenham pH entre 5,8 e 8,0 e respeitem os seguintes limites máximos:

- matéria orgânica (expressa em oxigênio consumido)	3mg/ℓ
- resíduo sólido	5000mg/ℓ
- sulfatos (expresso em ions SO_4^{--})	300mg/ℓ
- cloretos (expresso em ions Cl^-)	500mg/ℓ
- açúcar	5mg/ℓ

Dependendo da obra podem ser consideradas outras substâncias prejudiciais. Os limites acima incluem as substâncias trazidas pelo agregado.

A trabalhabilidade deve ser compatível com as dimensões das peças a concretar, com a distribuição das armaduras e com os processos de lançamento e adensamento a serem usados.

Quando usado em ambiente agressivo, cuidados especiais devem ser observados com relação aos materiais constituintes, respeitando-se o mínimo consumo de cimento e o valor máximo do fator água/cimento compatíveis com a boa durabilidade do concreto.

3.7.2 - Qualidade da execução

Para obter, na obra, a resistência do concreto prevista no projeto estrutural, cuidados especiais devem ser tomados; eles vão desde o amassamento do concreto manual, mecânico ou pré-misturado, até o transporte, lançamento nas fôrmas e adensamento.

A resistência de dosagem, para os concretos preparados no canteiro ou os pré-misturados, deve ter por base a resistência característica (f_{ck}). A NBR 6118, capítulo 12 - Preparo do Concreto, traz indicações quanto aos procedimentos de medida dos materiais e quanto ao amassamento, manual ou mecânico.

Com relação ao transporte, lançamento e adensamento do concreto, indicações para o tratamento na obra são dadas pela NBR 6118, capítulo 14 - Concretagem.

O processo de cura deve ser cuidado de modo a proteger o concreto contra agentes prejudiciais, tais como mudanças bruscas de temperatura, secagem, chuva forte, água torrencial, agente químico e, ainda, choques e vibrações de intensidade tal que possa produzir fissuração na massa do concreto ou prejudicar a aderência com a armadura.

A umidade da superfície do concreto deverá ser mantida, durante os sete primeiros dias após o lançamento do concreto, lançando-se água ou protegendo-se com uma película impermeável.

É permitido o endurecimento do concreto por tratamento térmico (cura a vapor), de modo adequado e controlado, cuidando-se para evitar secagem prematura.

3.7.3 - Idade do concreto no instante do carregamento

A resistência do concreto aumenta com a idade, de modo rápido no início e bem lentamente por volta do nonagésimo dia e daí em diante.

Desde que não se faça indicação da idade, supõem-se que ela seja referida aos 28 dias.

A Tabela 3.3, apresentada por JIMENEZ MONTOYA (1973), mostra as relações entre a resistência a j dias de idade e a resistência medida aos 28 dias, para o cimento portland (CP) e para o de alta resistência inicial (ARI).

Tabela 3.3 - Valores da relação f_{cj}/f_{c28}

CIMENTO	IDADE DO CONCRETO EM DIAS				
	3	7	28	90	360
CP	0,40	0,65	1,00	1,20	1,35
ARI	0,55	0,75	1,00	1,15	1,20

A Tabela 3.4, também apresentada por JIMENEZ MONTOYA (1973), mostra os coeficientes de conversão para a idade j dias, da resistência à tração do concreto, determinada através de tração direta, compressão diametral e ensaio a flexo-tração. A idade de referência é de 28 dias.

Tabela 3.4 - Coeficientes de conversão f_{ctj}/f_{ct28} para os ensaios de tração.

TIPO DE ENSAIO	IDADE DO CONCRETO EM DIAS			
	3	7	28	90
Tração Direta	0,58	0,74	1,00	1,22
Compressão Diametral	0,65	0,78	1,00	1,08
Flexo - tração	0,58	0,75	1,00	1,20

3.7.4 - Influência da forma e das dimensões dos corpos-de-prova

No Brasil o corpo-de-prova padronizado para determinação da resistência à compressão, medida em ensaios axiais, é cilíndrico com 15cm de diâmetro de base e 30cm de altura. Para a determinação da resistência à tração utiliza-se o mesmo corpo-de-prova, porém ensaiando-o à compressão diametral.

Em outros países utilizam-se corpos-de-prova cúbicos ou prismáticos. A Tabela 3.5 apresenta os valores admitidos pelo Comitê Euro - Internacional do Beton, ainda conforme JIMENEZ MONTROYA, para o coeficiente de conversão da resistência do concreto à compressão, determinada com corpos-de-prova de diferentes formatos, para a resistência obtida com corpos-de-prova padronizados no Brasil.

Tabela 3.5 - Conversão da resistência para corpos-de-prova cilíndricos

NATUREZA DO CORPO DE PROVA	DIMENSÕES (cm)	COEFICIENTE DE CONVERSÃO PARA CORPO-DE-PROVA CILÍNDRICO NORMAL (15cmx30cm)	
		INTERVALO DE VARIAÇÃO	VALOR MÉDIO ADMISSÍVEL
Cilindro	15x30	1,00	1,00
	10x20	0,94 a 1,00	0,97
	25x50	1,00 a 1,10	1,05
Cubo	10	0,70 a 0,90	0,80
	15	0,70 a 0,90	0,80
	20	0,75 a 0,90	0,83
	30	0,80 a 1,00	0,90
Prisma	15x15x45	0,90 a 1,20	1,05
	20x20x60	0,90 a 1,20	1,05

Com respeito à resistência à tração, os coeficientes de conversão dos resultados obtidos pelos diferentes processos descritos no item 3.3 deste trabalho, para aqueles correspondentes à compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos de 15cm de diâmetro de base e 30cm de altura, são apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Coeficientes de conversão com relação ao ensaio da NBR 5739 (Compressão diametral)

Tipo de ensaio	Tipo de corpo-de-prova e dimensão (cm)	Coeficiente de conversão	
		Valores limites	Valor médio
Compressão diametral	cilindro 15x30 cubo de 15 ou 20	- 0,91 a 1,16	1,00 1,03
Ensaio à flexão (cargas nos terços do vão)	prisma de 10x10 prisma de 15x15	0,55 x 0,67 0,61 a 0,74	0,61 0,67
Ensaio à flexão (carga centrada)	prisma de 10x10 prisma de 15x15	0,53 a 0,61 0,54 x 0,64	0,57 0,59
Tração direta (corpo-de-prova com esbeltez maior que 2)	prisma de 15x15 cilindro $\phi = 15$	0,65 a 1,32	0,86

3.7.5 - Fator água/cimento

A resistência do concreto é função direta da resistência da pasta de cimento, sendo que o fator água/cimento é o principal fator na fixação da qualidade do concreto.

Para valores baixos de a/c a água é insuficiente para a trabalhabilidade do concreto fresco e a resistência diminui. Com o aumento do fator a/c além de um valor compatível com a trabalhabilidade a resistência também diminui (Figura 3.14).

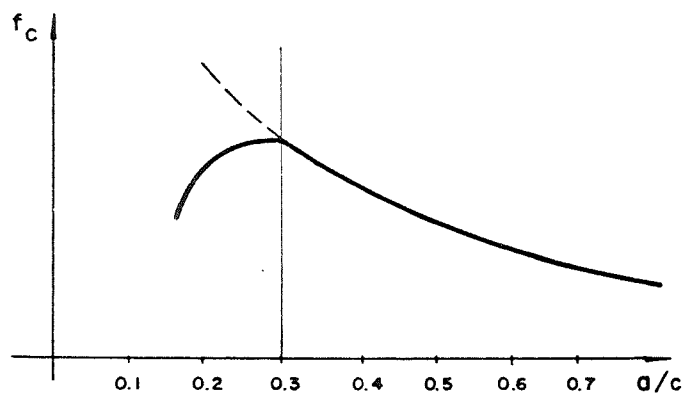


Figura 3.14 - Resistência em função do fator a/c do concreto

Se houver necessidade de alterar a consistência do concreto, deve-se alterar a quantidade de pasta que não altera a resistência do concreto.

3.7.6 - Duração do carregamento

Segundo RÜSCH (1975), as peças submetidas a carregamentos de longa duração têm sua resistência diminuída quando comparada aos carregamentos de curta duração. Nota-se que a máxima carga atingida, durante o ensaio do corpo-de-prova, dura pouco tempo, mesmo com baixas velocidades de deformação. Na estrutura, a carga é, geralmente, aplicada em curto espaço de tempo e depois é mantida constante, ou com pequena variação.

A Figura 3.15 apresenta os resultados dos ensaios realizados por Rüsçh, onde as curvas em pontilhado correspondem aos ensaios com velocidade de deformação constante e, o traço cheio, indica carregamento rápido até um certo valor de tensão σ_c que é mantida constante. As curvas em traço-ponto indicam a tendência geral dos resultados. Em ordenadas marca-se a tensão σ_c em relação a f_c , esta última obtida em ensaio rápido de um corpo-de-prova do mesmo concreto. No eixo das abcissas lança-se o tempo t , em horas, de duração do carregamento.

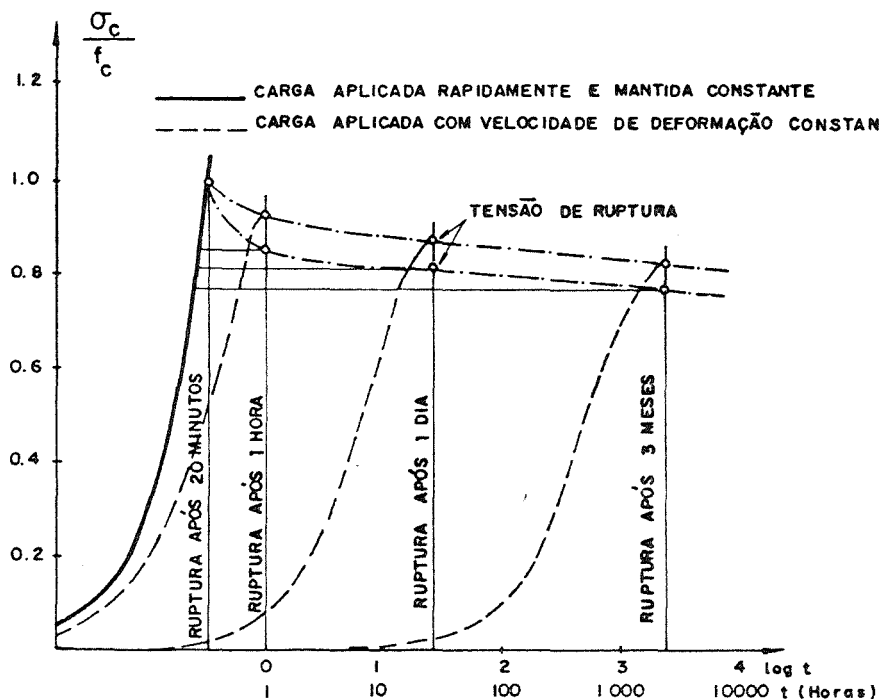


Figura 3.15 - Resultados dos ensaios de Rüsçh

Dos resultados dos ensaios de R^üsch, obtidos através de corpos-de-prova prismáticos de concreto comprimido axialmente, observa-se que:

- quanto menor a velocidade de deformação, isto é, quanto maior a duração do carregamento, menor é a resistência de ruptura.

- com a tensão levada até um certo valor em carregamento rápido e mantendo-se tal tensão constante, a ruptura pode acontecer depois de um certo ponto; a tensão de ruptura após a permanência da carga durante um certo período, 3 meses por exemplo, é menor que a tensão de ruptura obtida no ensaio com velocidade de deformação constante, correspondente à mesma duração de carregamento.

Pode-se observar que existem dois fatores que atuam em sentido contrário; o decréscimo da resistência pela duração prolongada do carregamento e o aumento da resistência do concreto ao longo do tempo, em função do endurecimento, independente da atuação ou não da carga. Tendo em vista estes fatores a resistência a curto prazo é definida como a resistência de um corpo-de-prova moldado na mesma época e nas mesmas condições que o corpo-de-prova do ensaio, e que permanece descarregado até o instante em que o corpo-de-prova gêmeo rompe sob carga mantida, ocasião em que o primeiro é levado a ruptura em um ensaio rápido (10 minutos de duração aproximadamente). Desse modo, os resultados no ensaio lento e no ensaio rápido são comparáveis, pois ambos referem-se à mesma idade do concreto e, portanto, com o mesmo grau de endurecimento.

Conclui-se, ainda, que a relação entre a resistência sob carga mantida a longo prazo e a resistência a curto prazo não depende da qualidade do concreto e, não depende da idade do concreto quando da aplicação da carga.

Um estudo mais aprofundado sobre este item pode ser encontrado em MODESTO DOS SANTOS (1983), capítulos 3 e 4.

3.8 - BIBLIOGRAFIA

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR-5738 - Confeção e Cura de Corpos-de-Prova de Concreto Cilíndricos ou Prismáticos - Método de Ensaio.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR-5739 - Ensaio de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos de Concreto-Método de Ensaio.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR-6118 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado - Procedimento- 1978.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR-7222 - Argamassas de Concretos - Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral de Corpos-de-Prova Cilíndricos.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR-8681 - Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento - 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR-8953 - Concreto -Classificação pela Resistência à Compressão de Concreto para Fins Estruturais.
- CHEN, W. F. - Plasticity in Reinforced Concrete - McGraw - Hill Book Company - New York - 1982.
- JIMENEZ MONTOYA, P. - A. GARCIA MESEGUER - F. MORAN CABRE - Hormigon Armado - 2 volumes - Editorial Gustavo Gili S.A. - Barcelona - 1973.
- LEONHARDT, F. - E. MONNIG - Construções de Concreto - Volume 1 - Livraria Interciência Ltda. - Rio de Janeiro - 1977.
- MODESTO DOS SANTOS, L. - Cálculo de Concreto Armado - Volume 1 - Editora LMS Ltda. - São Paulo - 1983.
- RÜSCH, H. - Hormigon Armado y Hormigon Pretensado - Companhia Editorial Continental, S.A. - Barcelona - 1975.
- VASCONCELOS, C. A. - História do Concreto Armado no Brasil - São Paulo - 1985.

CAPÍTULO 4

CARACTERÍSTICAS DOS AÇOS

4.1 - GENERALIDADES

Nas estruturas de concreto armado, as barras ou fios da armadura são convenientemente posicionados nos elementos estruturais, de tal modo a absorver esforços específicos, como por exemplo, nas regiões tracionadas de vigas e lajes. Nos elementos comprimidos, pilares por exemplo, a aderência existente entre o aço e o concreto permite o trabalho conjunto dos dois materiais (de resto, em todas as peças de concreto armado) para absorver as tensões de compressão, desde que se tomem certos cuidados com relação à flambagem localizada das barras da armadura.

A viabilidade econômica de se adotar o material concreto armado para as obras convencionais-edifícios residenciais e comerciais, pontes, reservatórios, etc- deve-se à disponibilidade com que se obtêm os componentes do concreto e a facilidade comercial de se encontrarem as barras e fios de aço. Ainda do ponto de vista econômico, com relação ao aço, consegue-se combinar resistência mecânica, trabalhabilidade, disponibilidade, principalmente tratando-se do Brasil que é grande produtor de minério de ferro, e baixo custo de obtenção.

Os tipos de aços encontrados no comércio caracterizam-se pela forma e dimensões da seção transversal e pelo processo de fabricação. A escolha do tipo de aço a usar em determinada obra é uma decisão de projeto e é adotado em função da importân-

cia da obra e da disponibilidade de fornecimento pelo fabricante no local da obra.

Neste capítulo, tratar-se-ão dos aços destinados a concreto armado, que são chamados de aços-carbono. Os aços de alta resistência e baixo teor em liga são usados na indústria mecânica.

4.2 - PROCESSO DE OBTENÇÃO DOS AÇOS

4.2.1 - Obtenção do produto siderúrgico

Os aços são obtidos através da mistura de minério de ferro, coque e fundentes, como o calcáreo, que são sinterizados em altos fornos, de 20 a 30m de altura, em temperaturas próximas de 1500°C. Adicionam-se, posteriormente, silício, manganês, fósforo e principalmente carbono, obtendo-se ferro gusa, que sofre uma oxidação em fornos especiais, transformando a mistura em aço líquido, que é moldado em lingotes.

Define-se aço como sendo o produto siderúrgico com porcentagem de carbono entre 0,008% e 2%. O limite inferior, corresponde à máxima solubilidade do carbono no ferro à temperatura ambiente e, o limite superior, à máxima quantidade de carbono que se dissolve no ferro, o que ocorre a 1147°C. Os aços estruturais para construção civil têm, em geral, 0,5% ou menos em teor de carbono.

4.2.2 - Tratamento dos aços

O produto siderúrgico apresenta granulação grosseira, sendo quebradiço e de baixa resistência. Para aplicações estruturais, ele precisa sofrer modificações, o que é feito basicamente por dois métodos: tratamento a quente e a frio.

a) Tratamento a quente

Denomina-se tratamento a quente aos processos de laminação, forjamento ou estiramento do aço, realizado em temperaturas acima de 720°C. Por qualquer desses processos, o aço recristali-

za-se sob a forma de pequenos grãos, melhorando suas características mecânicas.

b) Tratamento a frio ou encruamento

A recristalização é conseguida com tratamento mecânico a frio (tração, compressão ou torção). Os grãos permanecem de formados e diz-se que o material está encruado.

4.2.3 - Propriedades mecânicas dos aços

As propriedades mecânicas dos aços, tais como resistência mecânica, dureza, ductibilidade e alongamento, são afetadas pela composição química e pela sua microestrutura.

Com relação à composição química, quando o aço é esfriado normalmente, à medida que se aumenta o teor de carbono, melhoram as propriedades relativas à resistência mecânica (limite de escoamento), o limite de resistência mecânica à tração (ruptura) e a dureza. Em contrapartida, pioram as propriedades relativas à ductibilidade e a tenacidade.

A microestrutura está intimamente ligada à composição química e depende do modo de fabricação do aço: se foi fundido, trabalhado a quente (laminado, forjado) ou se foi trabalhado a frio (encruado). Depende ainda do tamanho do grão e da velocidade de esfriamento.

O aço no "estado fundido" apresenta granulação grosseira, pois, o esfriamento no interior dos moldes é muito lento.

Quando o aço está no "estado trabalhado a quente", com temperatura acima de 720°C, processa-se a laminação, o forjamento ou o estiramento do aço. Com a temperatura acima da zona crítica, há uma modificação na estrutura interna do aço, com as seguintes consequências:

- homogeneização apreciável da estrutura interna;
- destruição da estrutura que havia no estado fundido;
- recristabilização com redução do tamanho do grão do aço.

O aço submetido a temperaturas acima da zona crítica é mais mole e, portanto, apresenta melhor trabalhabilidade. As propriedades finais do aço são bastante melhoradas em relação às do material fundido.

No "estado encruado" ou quando o aço é deformado a frio, os efeitos mais importantes são:

- aumento da resistência mecânica;
- aumento da dureza;
- diminuição da ductibilidade, ou seja, decréscimo do alongamento e da estrição;
- diminuição da resistência à corrosão.

O aço quando trabalhado em temperatura abaixo da zona crítica, os grãos permanecem deformados e diz-se que o aço está encruado. Eles podem ser encruados mecanicamente, por tração, por compressão ou por torção, com a finalidade de se aumentar a resistência de escoamento e a de ruptura.

A Figura 4.1, apresentada por PETRUCCI (1976), caracteriza esquematicamente o processo de obtenção dos aços trabalhados mecanicamente a quente e deformados a frio.

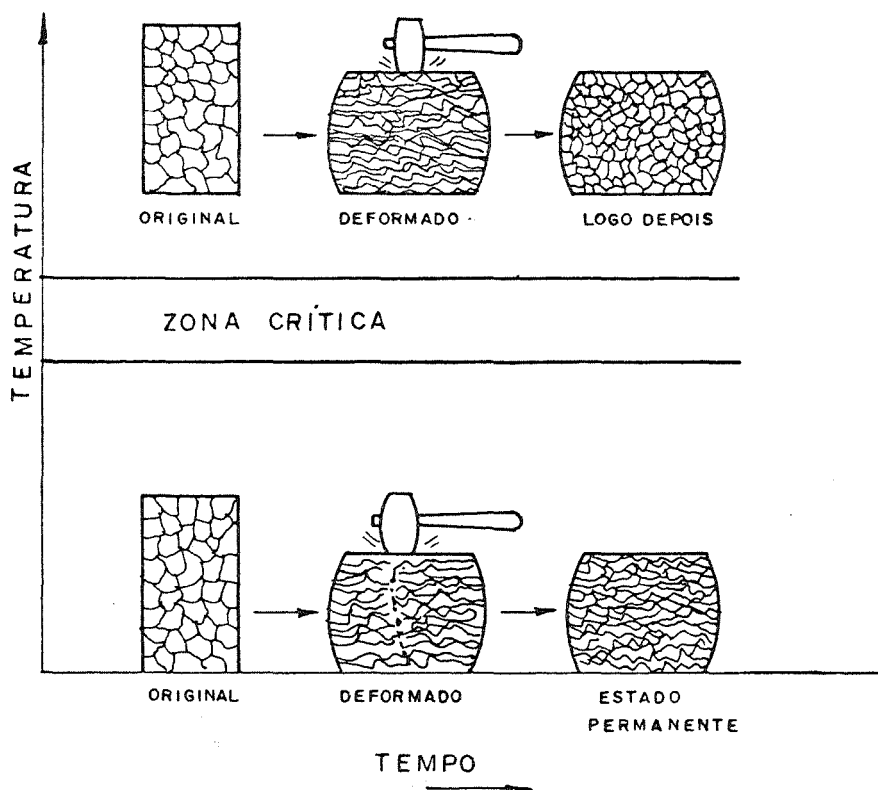


Figura 4.1 — Deformação abaixo e acima da zona crítica

O aço, se for submetido a aquecimento prolongado, ou se for superaquecido a temperatura próxima de 1.150°C , terá uma granulção ainda mais grosseira e a sua regeneração não será mais possível.

Por outro lado, se o aço encruado for levado a uma temperatura acima de 600°C , ele perde o encruamento, readquirindo as propriedades iniciais.

O conhecimento do que foi dito nos dois últimos parágrafos é de suma importância, pois com a utilização de barras ou fios de aço em obras de construção civil e, em caso de incêndio na edificação (temperaturas maiores que 1.000°C), o conhecimento do tratamento mecânico sofrido pelo aço pode fornecer dados com relação à segurança da estrutura.

4.2.4 - Aços para concreto armado

Os aços-carbono comuns são de resistência mecânica aceitável e o custo de produção é razoável, viabilizando portanto a sua utilização na engenharia com fins de aplicação no concreto armado.

A NBR 7480(1980) - Barras e Fios de Aço Destinados a Armaduras para Concreto Armado, classifica como "barras os produtos de bitola (diâmetro da seção transversal nominal, ϕ) 5 ou superior, obtidos por laminação a quente ou laminação a quente e encruamento a frio e como fios os de bitola 12,5 ou inferior, obtidos por trefilação ou processo equivalente".

Os requisitos fundamentais a que devem obedecer os aços de utilização específica no concreto armado são os seguintes:

- ductilidade e homogeneidade
- valor elevado da relação entre limite de resistência e limite de escoamento
- soldabilidade
- resistência razoável à corrosão

Os aços-carbono, de baixo e médio teor em carbono, obtidos por laminação, satisfazem os requisitos citados, com exceção da corrosão. Para emprego em estruturas de concreto armado, os aços-carbono são classificados em:

- aços de dureza natural, laminados a quente
- aços encruados a frio
- aços "patenting" (ou patenteados).

a) Aços de dureza natural

Os aços de dureza natural, aços classe A (Figura 4.2a), são de utilização comum na construção civil há muito tempo, em formas de barras e são classificados, pela NBR 7480, nas categorias CA-25 e CA-32.

Os aços de maior resistência, nessa mesma classificação, são os aços CA-40A e CA-50A, nos quais as barras são providas de saliências ou moedas com finalidade de se aumentar a aderência ao concreto. A estrutura interna destes aços diferem dos aços CA-25 e CA-32 apenas na composição química, o que resulta em um aumento considerável na resistência mecânica. Os aços classe A têm escoamento caracterizado por patamar no diagrama tensão-deformação (Figura 4.2a) e propriedades mecânicas tais que satisfaçam a Tabela 4.1.

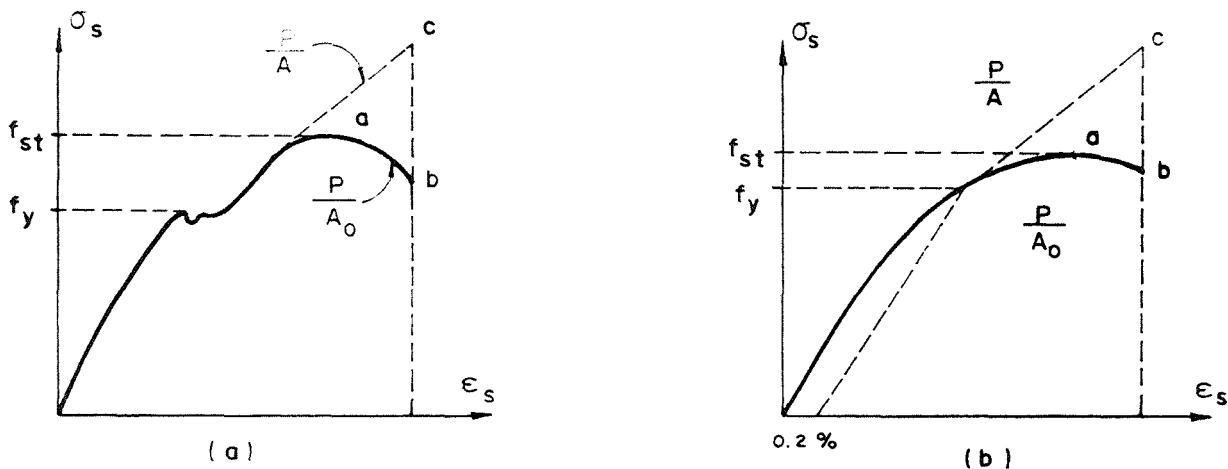
b) Aços Encruados a Frio

Os aços encruados a frio, por tração, são barras ou fios, chamados de classe B, pois não apresentam patamar no diagrama tensão deformação (Figura 4.2b). A Tabela 4.1 apresenta as propriedades mecânicas exigidas para estes aços, que são os seguintes: CA-40B, CA-50B e CA-60B.

Os aços são encruados por tração quando, após laminação a quente, são submetidos a uma trefilação a frio, verificando-se, ao passar na fieira, uma compressão diametral do chamado "fio máquina" e uma tração, ocorrendo uma modificação interna do aço, gerando, em consequência, um aumento de resistência.

As barras ou fios de aço encruados por torção são obtidos através de um trabalho mecânico de torções e estiramentos realizados simultaneamente.

Os encruados por compressão, também chamados de aços "mordidos", pois o processo de fabricação consiste em um sistema de compressão ou "mordida", em duas direções perpendiculares, produzindo, desse modo, um achatamento dos grãos e alongamento na direção do eixo longitudinal da barra.



- P - força aplicada
- A - área da seção em cada instante
- A₀ - área inicial da seção
- a - é o ponto da curva, correspondente à resistência convencional à ruptura.
- b - é o ponto da curva, correspondente à resistência aparente à ruptura.
- c - é o ponto da curva, correspondente à resistência real à ruptura.

Figura 4.2 — Diagramas tensão - deformação dos aços classes A e B

c) Aços "Patenting"

Os aços patenting são fios (classe B), de alto teor em carbono, patenteado e trefilado, com utilização preponderante em estruturas de concreto protendido. Pode-se utilizar um único fio ou uma cordoalha, composta de vários fios. As aplicações a que se destinam exigem elevados valores para as propriedades mecânicas.

Patenteamento é um tratamento que visa a obtenção de uma estrutura que combine alta resistência à tração e ductibilidade suficiente, de modo a permitir que os fios se comportem bem perante as operações de trefilação. Este tratamento consiste em aquecer o aço em forno com temperatura próxima de 1.000°C e, em seguida, resfriá-lo em banho de chumbo derretido, à temperatura de 350°C a 500°C. O material resultante passa por decapagem em banhos de ácido e é trefilado em fieiras de diâmetro desejado, com uma ou mais passagens.

O fio é, posteriormente, reauecido e, novamente resfriado em banho de chumbo, em tempo reduzido (máximo de 35 segundos), com a finalidade de se aliviarem as tensões.

A principal utilização desses fios é em estruturas de concreto protendido, em forma de fios isolados ou de cordoalhas, que são compostas de até 7 fios. O diâmetro nominal máximo dos fios é de 8mm, sendo difícil a obtenção de diâmetros maiores, face às dificuldades operacionais.

A Especificação Brasileira EB-780 - Fios de aço para concreto protendido-classifica os fios de aço para concreto protendido em: CP 150, CP 160, CP 170, acompanhados pela sigla RN (relaxação normal) e RB (relaxação baixa). Após as siglas coloca-se um número que representa em milímetros o diâmetro nominal do fio. As cordoalhas são classificadas em CP 175, CP 180 e CP 190, seguidas também daquelas siglas, com os números colocados após representando o diâmetro dos fios que fazem parte da cordoalha. Os números que seguem as letras CP representam o limite de resistência à tração, expresso em 0,1 MPa. Por exemplo:

CP 160 RN 4 - aço destinado a concreto protendido, com 16MPa de limite de resistência à tração, com relaxação normal e com 4mm de diâmetro do fio.

4.3 - CARACTERÍSTICAS DAS BARRAS E FIOS DE AÇO PARA CONCRETO

4.3.1 - Considerações iniciais

As primeiras barras de aço empregadas nas peças de concreto armado eram de seção circular, lisas e de baixa resistência (CA-25 e CA-32); posteriormente, as siderúrgicas passaram a produzir aços de maior resistência, visando diminuir o consumo. Para as barras de alta resistência (CA-40 e CA-50) tornou-se necessário melhorar as condições de aderência entre o aço e o concreto, daí surgindo as saliências transversais ou mossas.

Como já foi visto, de acordo com o valor da resistência característica de escoamento (f_{yk}), as barras e fios de aço são classificados nas categorias mostradas na Tabela 4.1.

As letras CA referem-se a aços destinados a concreto armado e os números que as seguem representam o valor caracterís

tico do limite de escoamento (f_{yk}) expresso em 0,1MPa.

Os aços CA-25 e CA-32 são sempre classe A, não sendo necessário grafar a letra A, depois do número, quando se fizer referência a eles; o mesmo ocorre com os CA-60, que sendo fios, são sempre classe B. Para as demais classes, CA-40 ou CA-50, faz-se necessário classificá-los em A ou B, pois podem ser de ambas as categorias. Por exemplo: CA-50A e CA-50B.

Os aços encontrados com maior frequência no comércio são CA-25, CA-50A, CA-50B e CA-60.

Segundo a NBR 7480, se as barras de aço classe A não apresentarem patamar bem definido no diagrama tensão - deformação, elas podem ser consideradas como sendo daquela classe, desde que sejam identificados a siderúrgica que as produziu e o processo de fabricação.

4.3.2 - Característica geométrica das barras

As barras e fios utilizados como armadura de peças em concreto armado são normalmente fornecidas com comprimentos de 11m, com tolerância de até 9%. Permite-se, em um lote, a existência de até 2% de barras curtas, porém de comprimento não inferior a 6m.

A bitola ϕ é a designação do fio ou barra de determinada massa por unidade de comprimento (coluna 5 da Tabela 4.2) e é o número relativo ao valor arredondado, medido em milímetros, do diâmetro da seção transversal nominal.

As bitolas padronizadas pela NBR 7480 para as barras são: 5; 6,3; 8; 10; 12,5; 16; 20; 25; 32 e 40. Para os fios as bitolas são: 3,2; 4; 5; 6,3; 8; 10; e 12,5.

As mossas ou saliências deverão ter uma configuração geométrica de modo a evitar concentração de tensões prejudiciais do ponto de vista da resistência à fadiga e deverá seguir as recomendações do Anexo à NBR 7480.

Exige a NBR 7480 que as barras de qualquer categoria, de bitola igual ou superior a 10, com mossas ou saliências, deverão apresentar marcas de laminação, em relevo, que identifique o fabricante e a categoria do material. A identificação far-se-á de 2 em 2m, ou menos, ao longo da barra.

Para barras e fios de bitola menor que 10, deverá ser feita pintura no topo, pelo menos em uma das extremidades, com as cores indicadas na Tabela 4.1. Os rolos de fios serão identificados com uma faixa pintada, abrangendo o toro.

De acordo com o item 4.9.1 da NBR 7480, o fornecimento das barras e fios pode ser em feixes ou rolos, com a massa especificada ou não, conforme acordo mútuo entre fornecedor e comprador, registrado na ordem de compra.

4.3.3 - Aderência

A própria existência do material concreto armado decorre da solidariedade existente entre o concreto simples e as barras de aço. Qualitativamente, a aderência pode ser dividida em: aderência por adesão, aderência por atrito e aderência meccânica.

A adesão resulta das ligações físico-químicas que se estabelecem na interface dos dois materiais, durante as reações de pega do cimento.

O atrito é notado ao se proceder o arrancamento da barra de aço do bloco de concreto que a envolve. As forças de atrito dependem do coeficiente de atrito entre o aço e o concreto, o qual é função da rugosidade superficial da barra, e decorrem da existência de uma pressão transversal, exercida pelo concreto sobre a barra.

A aderência mecânica é decorrente da existência de saliências ou mossas na superfície da barra. Este efeito também é encontrado nas barras lisas, em razão da existência das irregularidades próprias, originadas no processo de laminação das barras.

A influência desse comportamento solidário entre o concreto simples e as barras de aço são medidas quantitativamente através do coeficiente de conformação superficial das barras (η_b), que assume os valores determinados experimentalmente e que são indicados na Tabela 4.1.

Segundo a NBR 7480, item 4.1.4, as barras de bitola igual ou superior a 10 devem apresentar coeficientes de conformação superficial pelo menos igual aos valores fixados pela Ta-

bela 4.1, para cada categoria. Se as barras forem da categoria CA-50, obrigatoriamente devem ser providas de saliências transversais ou mosas. O mesmo ocorre com os fios da bitola igual ou superior a 10 das categorias CA-50 e CA-60.

O coeficiente de conformação superficial pode completar a designação da categoria, especialmente quando este valor for superior ao exigido para a categoria.

4.3.4 - Diagramas tensão-deformação a adotar no cálculo

Como já foi visto, os aços para aplicação em concreto armado são classificados pela resistência, pelo processo de fabricação e pela aderência. Com os diferentes processos de fabricação obtêm-se os diagramas característicos dos aços classe A e classe B; esses diagramas são obtidos estatisticamente através de ensaios de tração padronizados.

A NBR 6118 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado - Procedimento, permite simplificar os diagramas $\sigma_s \times \epsilon_s$ da Figura 4.3, adotando os diagramas de cálculo da Figura 4.4.

a) Aço Classe A

O diagrama de cálculo $\sigma_s \times \epsilon_s$ dos aços classe A é típico de material elasto-plástico perfeito. Os alongamentos específicos (ϵ_s) são limitados a 10% e os encurtamentos específicos a 3,5%, no caso de flexão simples ou composta, e a 2% no caso de compressão simples. Esses valores são fixados em função dos valores máximos adotados para o material concreto.

O diagrama de cálculo é obtido do característico, dividindo-se o valores de σ_s por $\gamma_s = 1,15$, segundo o item 5.4.1 da NBR 6118, onde ϵ_{yd} é a deformação específica correspondente ao início do escoamento no diagrama de cálculo.

O módulo de deformação longitudinal (E_s) dos aços classe A e classe B é igual a 210.000MPa.

As resistências de cálculo à tração e à compressão são iguais a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad e \quad f_{ycd} = \frac{f_{yck}}{1,15}$$

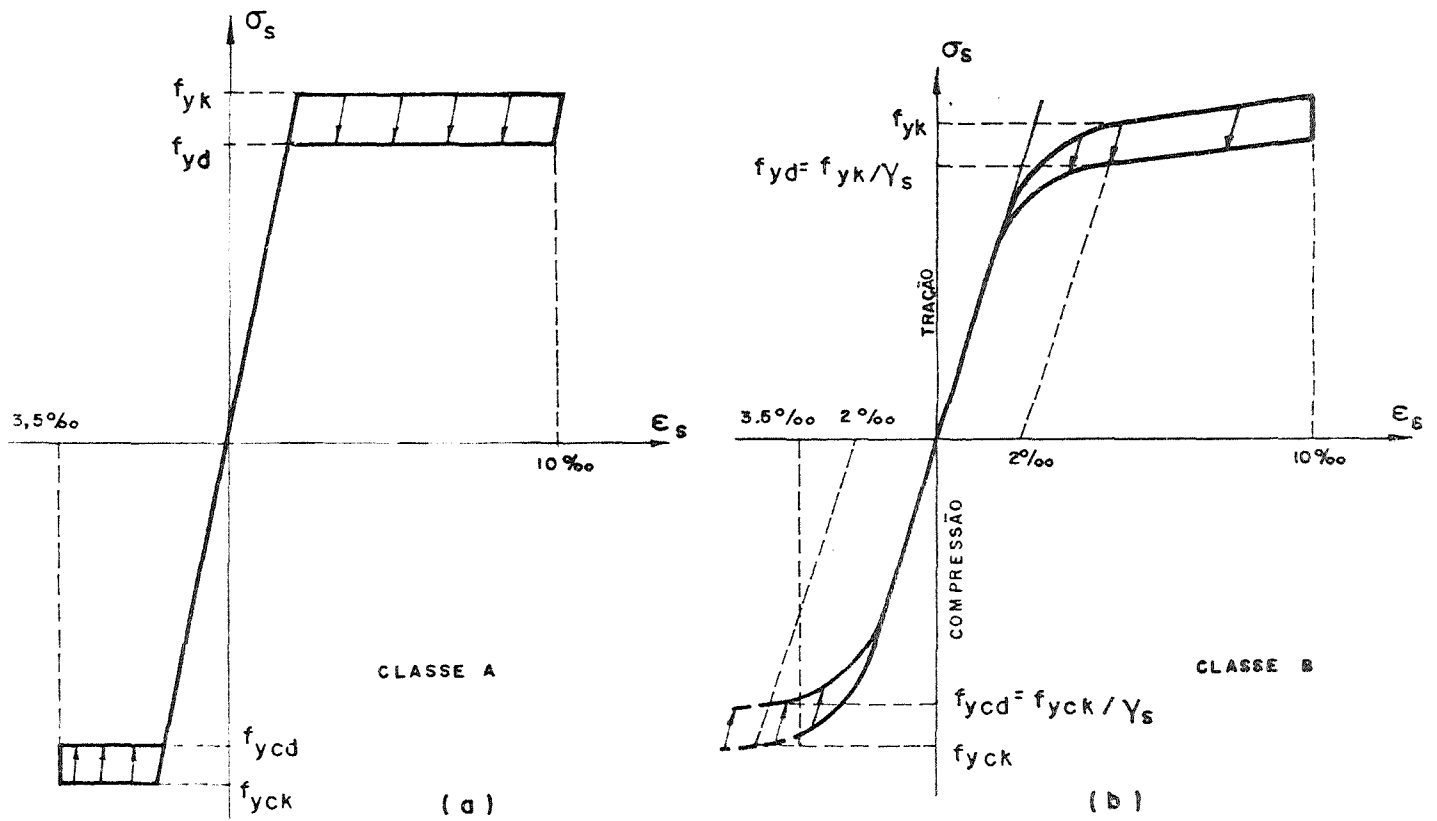


Figura 4.3 - Diagramas tensão - deformação

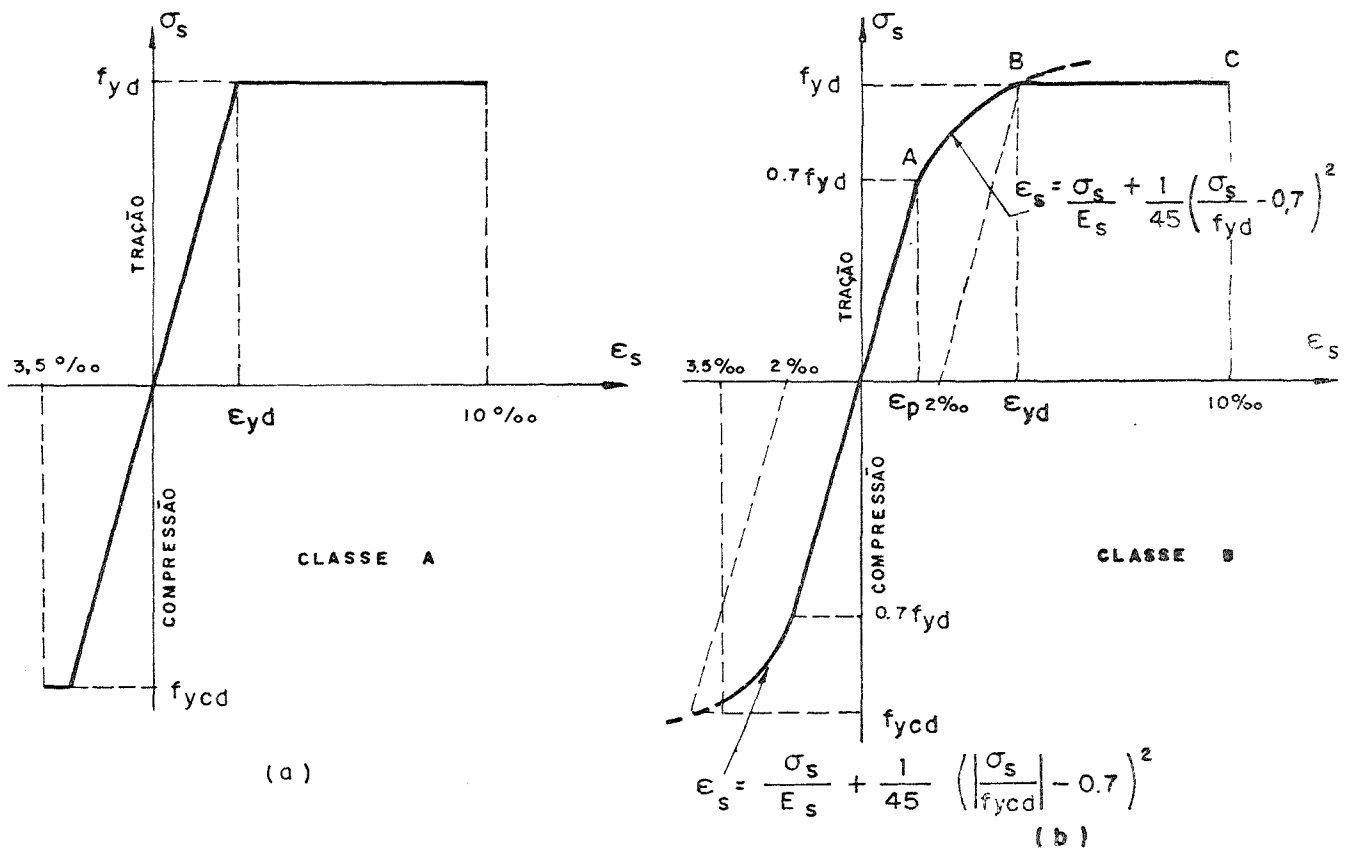


Figura 4.4 — Diagramas tensão — deformação segundo a NBR 6118

com os valores de f_{yk} e f_{yck} determinados em ensaios. Pode-se adotar $f_{yck} = f_{yk}$, se não houver determinação experimental.

Chamando genericamente de ϵ_{sd} as deformações de cálculo, σ_{sd} as tensões de cálculo e analisando o diagrama $\sigma_s \times \epsilon_s$ da Figura 4.4a, obtêm-se:

para $0 < \epsilon_{sd} \leq \epsilon_{yd} \rightarrow \sigma_{sd} = E_s \epsilon_{sd}$;

para $\epsilon_{yd} < \epsilon_{sd} \leq 10\% \rightarrow \sigma_{sd} = f_{yd}$.

b) Aço classe B

O diagrama de cálculo dos aços classe B é obtido do diagrama característico dividindo-se por $\gamma_s = 1,15$ as ordenadas oblíquas, paralelas à reta de Hooke, da curva experimental que contém a resistência característica f_{yk} , calculada estatisticamente com base em ensaios realizados em laboratório idôneo.

Segundo a NBR 6118, na falta da curva experimental, pode-se adotar o diagrama simplificado da Figura 4.4b, composto de três trechos:

- trecho linear partindo da origem até o ponto A.

$$A = (0,7 f_{yd}/E_s, 0,7 f_{yd})$$

- trecho curvo entre este ponto A e o correspondente à resistência de escoamento convencional. As coordenadas deste ponto B são (ϵ_{yd}, f_{yd}) . A equação matemática deste trecho curvo, adotada pela NBR 6118, é uma parábola de segundo grau, tendo em vista a análise dos ensaios de tração procedidos em aços nacionais desta classe.

- trecho reto, paralelo ao eixo ϵ_s , a partir do ponto B e até o ponto C cuja deformação é igual ao valor limite de 10%.

A resistência de escoamento de cálculo (f_{yd}), para os aços classe B, é o valor convencional correspondente à deformação residual de 2%.

O valor da deformação ϵ_{yd} , correspondente ao ponto de escoamento convencional do diagrama de cálculo, é:

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} + 2\%$$

As deformações e tensões de cálculo para o aço classe B são:

para $0 < \sigma_{sd} \leq 0,7 f_{yd} \rightarrow \epsilon_{sd} = \frac{\sigma_{sd}}{E_s}$

para $0,7 f_{yd} < \sigma_{sd} < f_{yd} \rightarrow \epsilon_{sd} = \frac{\sigma_{sd}}{E_s} + \frac{1}{45} \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} - 0,7 \right)^2;$

para $\sigma_{sd} \geq f_{yd} \rightarrow \epsilon_{yd} \leq \epsilon_{sd} \leq 10\%.$

Analogamente, para cálculo das tensões, tem-se:

para $0 < \epsilon_{sd} \leq \frac{0,7 f_{yd}}{E_s} \rightarrow \sigma_{sd} = \epsilon_{sd} E_s;$

para $\frac{0,7 f_{yd}}{E_s} < \epsilon_{sd} < \frac{f_{yd}}{E_s} \rightarrow \sigma_s^2 + \left(\frac{45 f_{yd}^2}{E_s} - 1,4 f_{yd} \right) \sigma_s + (0,49 - 45 \epsilon_{sd}^2) f_{yd}^2 = 0$

para $\frac{f_{yd}}{E_s} \leq \epsilon_{sd} \leq 10\% \rightarrow \sigma_s = f_{yd}$

4.4 - BIBLIOGRAFIA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - Projeto e execução de obras de concreto armado: procedimento - NBR 6118. Rio de Janeiro, 1978.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - Barras e fios de Aço destinados a armaduras para concreto armado - NBR 7480. Rio de Janeiro, 1978.

AMARAL, N.A. - Construções de concreto. São Paulo, Grêmio Politécnico da Escola Politécnica - USP, 1979. 2 v.

CHIAVERINI, V. - Aços e ferros fundidos. São Paulo, Associação Brasileira de Metais, 1981.

COMPANHIA SIDERÚRGICA BELGO-MINEIRA - Aços para concreto protendido. Belo Horizonte, 1980.

D'ARGA E LIMA, J.; TEIXEIRA COELHO, A.; MONTEIRO, V. - Manual de betão armado. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1970.

HELENE, P.R.L. - Aço para concreto armado e protendido. São Paulo, Departamento de Engenharia Civil da Escola Politécnica - USP, s.d. .

PETRUCCI, E.G.R. - Materiais de construção. 2.ed. Porto Alegre, Editora Globo, 1976.

TABELA 4.1 — Propriedades mecânicas exigíveis das barras e fios de aço destinadas a armaduras para concreto armado (Extraída da NBR 7480)

Categoria	Ensaio de tração (valores mínimos)				Ensaio de dobramento a 180°		Aderência	Destintivo da Categoria
	f _{yk} (MPa)	f _{st} (MPa)	Alongamento em 10 ϕ (mm)		Diâmetro do pino em mm			
			Para aço Classe A	Para aço Classe B	$\phi < 20$	$\phi \geq 20$	η_b para $\phi \geq 10$	Cor
CA-25	250,0	1,20 f _y	18 %	—	2 ϕ	4 ϕ	1,0	amarela
CA-32	320,0	1,20 f _y	14 %	—	2 ϕ	4 ϕ	1,0	verde
CA-40	400,0	1,10 f _y	10 %	8 %	3 ϕ	5 ϕ	1,2	vermelha
CA-50	500,0	1,10 f _y	8 %	6 %	4 ϕ	6 ϕ	1,5	branca
CA-60	600,0	1,05 f _y	—	5 %	5 ϕ	—	1,5	azul

TABELA 4.2 — Massa linear, Área da Seção transversal, Perímetro (Extraída da NBR 7480)

Bitola		Massa linear e sua tolerância (kg/m)					Valor nominal para cálculo		
Fios	Barras	Massa linear mín. (-10%)	Massa linear mín. (-6%)	Massa linear exata	Massa linear máx. (+6%)	Massa linear máx. (+10%)	Área da Seção (cm ²)	Massa linear (kg/m)	Perímetro (cm)
3,2	—	—	0,0586	0,0624	0,0661	—	0,080	0,063	1,00
4	—	—	0,0929	0,0988	0,105	—	0,125	0,100	1,25
5	5	0,141	0,147	0,157	0,166	0,172	0,200	0,160	1,60
6,3	6,3	0,223	0,233	0,248	0,263	0,273	0,315	0,250	2,00
8	8	0,354	0,370	0,393	0,417	0,433	0,50	0,40	2,50
10	10	—	0,586	0,624	0,661	—	0,80	0,63	3,15
12,5	12,5	—	0,929	0,988	1,05	—	1,25	1,00	4,00
—	16	—	1,47	1,57	1,66	—	2,00	1,60	5,00
—	20	—	2,33	2,48	2,63	—	3,15	2,50	6,30
—	25	—	3,70	3,93	4,17	—	5,00	4,00	8,00
—	32	—	5,86	6,24	6,61	—	8,00	6,30	10,00
—	40	—	9,29	9,88	10,5	—	12,50	10,00	12,50