

---

## OS PRIMEIROS PASSOS PARA SE PROJETAR EM CONCRETO ARMADO

---

Você sabia que a palavra concreto tem origem do latim *concretus*?! Pois então concreto pode ser entendido com um adjetivo para exprimir algo que é sólido ou um substantivo masculino que designa uma mistura de cimento, água, areia e brita em determinadas proporções, que se coloca em uma fôrma para que endureça e atinja “grande resistência” [1]. Há controvérsias sobre a “grande resistência” informada no dicionário, mas deixemos isso para outras discussões.

Após a água, o concreto é um dos materiais mais utilizados pela humanidade sendo que esse tem uma taxa de consumo anual estimada em 30 bilhões de toneladas [2,3]. Estudos estimam que até o ano de 2050 a produção de concreto no Brasil poderá superar as 500 Mt/ano<sup>1</sup> conforme representado na Figura 1.1.

O marco brasileiro da indústria cimenteira se deu no ano de 1926, ano o qual se iniciou a produção nacional de cimento. No período anterior a essa data 97% do consumo de cimento era fruto da importação de países como Estados Unidos, Argentina, Alemanha, França, Inglaterra, Dinamarca e Bélgica [5].

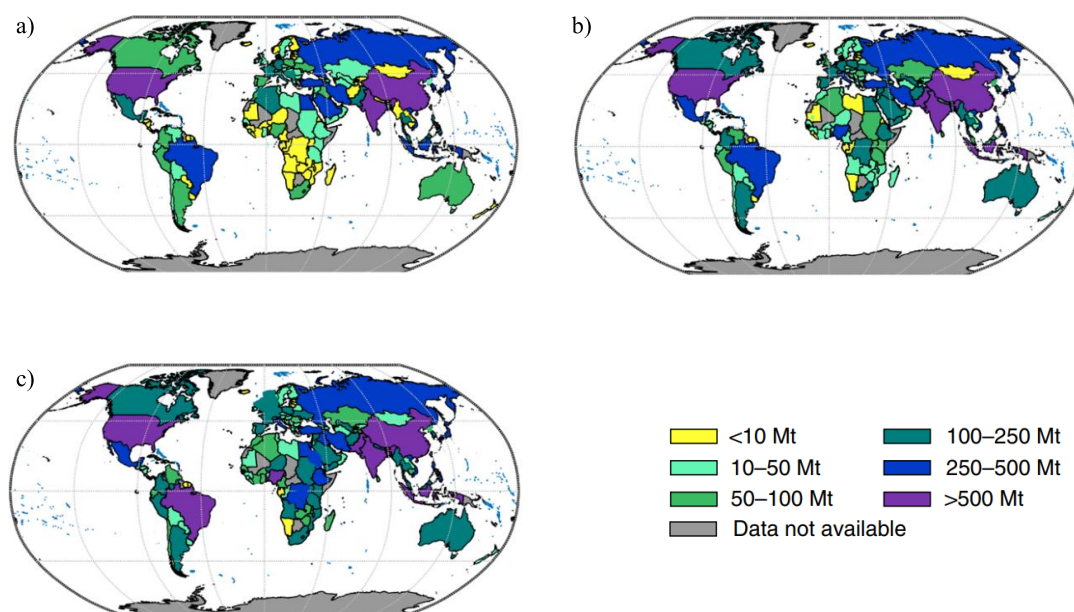
A constante urbanização do país implicou numa maior demanda pelo produto, que cresceu de forma exponencial, superando até mesmo a capacidade nacional de produção. De forma impressionante, o consumo per capita de cimento

---

<sup>1</sup> Mt/ano - Mega toneladas por ano

que inicialmente era de 12,90 kg/ano em 1935, passou a ser de 22,30 kg/ano no fim da guerra e de 67,70 kg/ano em 1962. Entre 1945 e 1955, o setor inaugurou 16 novas fábricas, várias delas situadas fora do eixo Rio de Janeiro-São Paulo, incluindo estados como Mato Grosso do Sul, Paraíba, Pernambuco, Bahia e Rio Grande do Sul [5].

Figura 1.1 - Consumo e estimativa de consumo para o concreto no mundo [4]. (a) Consumo até o ano de 2012; (b) Consumo até o ano de 2030; (c) Consumo até o ano 2050.



Segundo o portal eletrônico [cimento.org](http://cimento.org), o mercado brasileiro conta com 24 grupos cimenteiros contabilizando um total de 100 plantas instaladas por todas as regiões brasileiras que em conjunto têm capacidade produtiva de 100 Mt/ano.

Com as considerações acima, é possível afirmar que o concreto figura como um dos materiais mais importantes utilizados pelo homem, sendo não somente um material de uso estrutural mais também de uso em diferentes funções, o que contribui fortemente no desenvolvimento social da humanidade.

Em termos de ensino de graduação em engenharia, esse capítulo tem o objetivo de instruir o leitor a dar os primeiros passos no ato de se criar, dimensionar e detalhar um sistema estrutural em concreto armado. Tendo em vista que disciplinas anteriores a um curso de concreto já estabeleceram conceitos

de dosagem (ou proporcionamento) do concreto estrutural. Portanto, nessa seção os materiais serão apresentados novamente, porém com uma abordagem relativa aos critérios de dimensionamento estrutural do material, diferenciando-se, assim, de um texto de materiais de construção civil.

Antes de mais nada é importante salientar que a utilização de normas técnicas é essencial ao longo de qualquer curso de concreto, em especial, a principal norma dessa área, que é a ABNT NBR 6118 Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

### **1.1 Definições iniciais perante uma abordagem normativa**

A NBR 6118 [6] apresenta uma classificação com algumas nomenclaturas (Ver item 3 da NBR 6118) utilizadas em projetos de concreto. São três denominações básicas:

- a) Elementos de concreto simples estrutural;
- b) Elementos de concreto armado;
- c) Elementos de concreto protendido.

O concreto armado, surgiu basicamente da necessidade de mitigar os problemas causados pelo processo de fissuração da peça de concreto simples sob ação de carregamentos que produzem tensões de tração. Segundo o item 13.4.1 da NBR 6118 [6], a fissuração nos elementos estruturais de concreto armado é fortemente influenciada pela sua baixa capacidade resistiva à tração (cerca de 10% da resistência a compressão), sendo tal fenômeno inevitável.

A formação de fissuras acontece onde há tensões de tração provenientes do carregamento direto ou restrição a deformações impostas; e também podem ser promovidas por conta das retrações plásticas e térmicas; e devido as reações

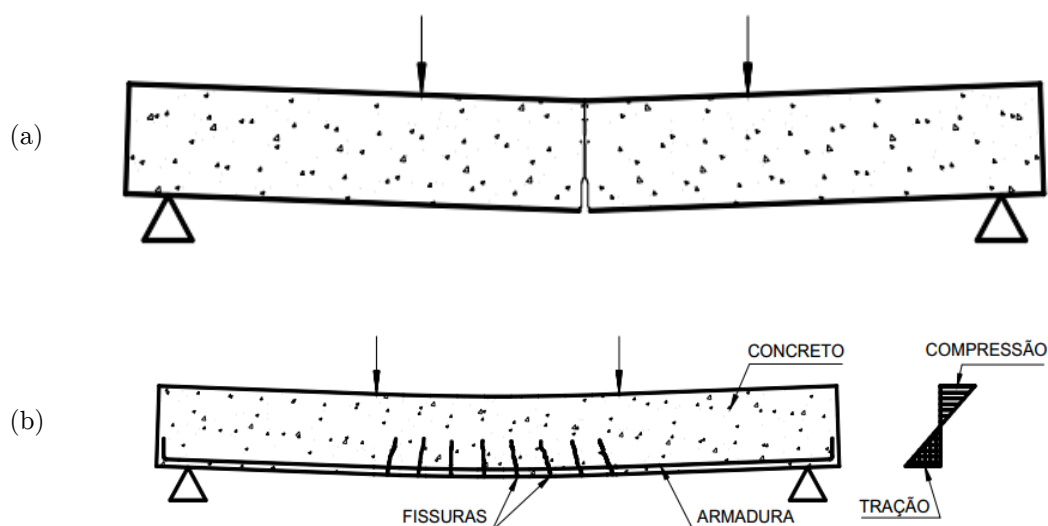
químicas de endurecimento da pasta ocorridas nas primeiras idades do concreto [6].

Como dito anteriormente, diante dessa falta de resistência em situações de tração, o concreto é combinado com barras de aço distribuídas ao longo da seção transversal formando então o “famoso” concreto armado.

O item 3.1.3 da NBR 6118 [6], afirma que elementos de concreto armado são aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre o concreto e a armadura, e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais nas armaduras antes da materialização dessa aderência. Portanto, podemos afirmar que o concreto armado é o conjunto que abrange o concreto simples, armadura e aderência entre esses dois materiais.

As armaduras distribuídas na peça de concreto armado são denominadas como armaduras passivas. Segundo o item 3.1.5 da NBR 6118 [6], tal armadura é dita passiva quando não forem aplicados esforços de protensão, isto é, que não seja previamente alongada.

Figura 1.2 – (a) Elemento em concreto simples; e (b) Elemento em concreto armado (b) [7].



Conforme a Figura 1.2, nota-se como o auxílio da armadura passiva contribui para a resistência e integridade do elemento estrutural, visto que o concreto possui baixa capacidade resistiva quando submetido à tensões de tração.

Mas calma...Falamos que as situações em que as barras de aço que estão embebidas em concreto fresco não forem pré-tensionadas são chamadas de armaduras passivas. Mas e quando existir a situação oposta, em que a armadura recebe esse pré-tensionamento?!

Para isso, o item 3.1.4 da NBR 6118 [6] define os elementos de concreto protendido como aqueles nos quais parte das armaduras são previamente alongadas através de equipamentos especiais de protensão, com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura, bem como propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado-limite último (ELU). O item 3.1.6 da NBR 6118 [6] define que as armaduras ativas são armaduras constituídas por barras, fios isolados ou cordoalhas, destinadas à produção de uma tensão inicial, isto é, na qual se aplica um alongamento inicial. O concreto protendido normalmente é utilizado em situações em que o concreto armado não se comporta adequadamente no regime de utilização da estrutura sendo necessário tal tecnologia. Tais discussões sobre a protensão e seus métodos de dimensionamentos são tratadas em outro volume da série.

Depois de todas as discussões promovidas anteriormente você deve estar se perguntando...Por que utilizar o concreto? Quais as vantagens ou desvantagens desse material. Para responder a esse questionamento, Wight e MacGregor [8] enumeram uma série de vantagens e desvantagens no uso desse tipo de material. Dentre as vantagens destacam-se:

- a) Economia em relação aos outros materiais utilizados na construção civil como aço e madeira;

- b) Adaptabilidade do material às formas arquitetônicas;
- c) Resistência ao fogo;
- d) Resistência a choque e a vibrações;
- e) Baixa necessidade de manutenção dos elementos estruturais;
- f) Os insumos componentes do concreto são de fácil acesso.

Em contrapartida, Wight e MacGregor [8] citam que as principais desvantagens do concreto, são elas:

- a) Baixa resistência a tração, cerca de  $1/10$  da resistência a compressão;
- b) A construção do sistema envolve três passos distintos (construção das formas, remoção das formas e colocação dos escoramentos até que se tenha resistência adequada) que não são encontrados nas construções em estruturas metálicas ou de madeira;
- c) Alterações de volume com o tempo (retração e fluência).

## **1.2 Um pouco da história do concreto armado**

A utilização de materiais similares ao concreto vem desde a antiguidade. Diversos autores [9–11] citam o uso de materiais argamassados desde os tempos da civilização egípcia, como os vestígios na pirâmide do faraó Tutancâmon (1.450 a.C.) assim como o uso na civilização romana.

Basicamente, a história do concreto moderno reinicia-se no século XVIII (1758) com as pesquisas do engenheiro inglês John Smeaton. Segundo [9], o mesmo investigava matérias aglomerantes que apresentassem alta resistência e que mesmo em contato com água permanecesse endurecido. Foi quando descobriu, em suas tentativas de achar o material correto, que misturando calcário e argila com

água, depois de seca tornava-se tão resistente quanto rochas, e com resistência superior ao calcário puro.

O primeiro grande feito de Smeaton foi a construção do farol de Eddystone, localizado a 14 milhas<sup>2</sup> a sudoeste da cidade inglesa de Plymouth. Este farol durou até 1881, quando teve que ser implodido devido a problemas em suas fundações, dando lugar a um novo farol chamado Plymouth Hoe. Na Figura 1.3 é possível ver uma foto atual desse farol.

Figura 1.3 – Farol de Eddystone também conhecido como Plymouth Hoe. Disponível em <https://pt.dreamstime.com/foto-de-stock-farol-de-eddytone-image14896050>.



Por volta do final do século XVIII, James Parker desenvolveu o chamado cimento romano (patenteado em 1796) que teve uma grande aceitação por suas excelentes qualidades. Expirada a patente (na época válida por 14 anos), químicos e engenheiros chegaram à conclusão de que ao se misturar as pedras calcárias com aproximadamente um terço de argila e uma pequena quantidade de óxido de ferro se conseguia um cimento similar ao cimento de Parker [9].

---

<sup>2</sup> 1 milha igual a 1.609,344 metros



### Você Sabia ???

Localizado na *Piazza della Rotonda*, em Roma – Itália, o *Pantheon* (“todos os deuses”) ou Panteão simplesmente, talvez seja uma das obras mais emblemáticas do Império Romano, que resiste a mais de 2 mil anos para contar-nos sua história. A curiosidade se dá pelo fato de que o Panteão foi construído com umas das técnicas mais revolucionárias da “construção civil da antiguidade”.

Essa técnica revolucionária foi o concreto romano, que nada mais é do que a combinação de pedra calcária, cinza vulcânica e água do mar. Sim, pode acreditar, os romanos utilizavam água do mar...

Tal receita permite a formação de um composto denominado Tobermorita Aluminosa ( $\text{Ca}_5\text{Si}_6\text{O}_{16}(\text{OH})_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$ ) que é responsável pelo processo de endurecimento da mistura [12].

A construção do Panteão foi realizada na época do Imperador Adriano, no ano 126 d.C. O mesmo recebe o nome de Agripa porque foi construído no lugar onde, no ano 27 a.C., encontrava-se o Panteão de Agripa, destruído em um incêndio no ano 80 d.C. Durante o início do século VII, o edifício foi doado ao Papa Bonifácio IV, que o transformou em uma igreja e é por esta razão que está preservado em perfeitas condições até hoje. O Panteão tem o maior domo (cúpula) sem reforço já construído. A estrutura tem aproximadamente 43,00 metros de diâmetro com um óculo central de 8,00 metros estando a também aproximadamente 43,00 metros acima do solo [11]. Impressionante, não?!

Figura 1.4 – O Panteão Romano. Disponível em: <https://www.rome-museum.com/br/panteao-roma.php>.



Em 1817 Louis Joseph Vicat publicou o conhecido trabalho intitulado “pesquisa experimental sobre cal para construção, concretos e argamassa comum”, no qual apresentava os resultados de uma pesquisa que obtinha um cimento com a queima de uma mistura de calcário e argila. Em 1818 a Academia das Ciências de Paris aprovou sua descoberta e o autorizou a aplicá-la na construção da ponte de Souillac (França). A hegemonia do cimento inventado por Vicat só foi quebrada pelo cimento Portland, inventado e patenteado por Joseph Aspdin [9,10].

Em 1824 Joseph Aspdin solicitou e obteve a patente para um aperfeiçoamento no método de produzir a pedra artificial. Aspdin deu-lhe o nome de Cimento Portland por sua semelhança, com a famosa pedra calcária branco-



prateada que se extraía há mais de três séculos de algumas pedreiras existentes na pequena península de Portland no Condado de Dorset (Inglaterra). Com a patente, Aspdin associou-se com William Beverly e, juntos, montaram em 1828 uma fábrica em Wakefield (Inglaterra), próxima de Leeds, a Aspdin & Beverly Patent Portland Cement Manufacturers [9].

Perceba que até agora só falamos sobre o surgimento do concreto simples. Segundo Bastos [7], o cimento armado, como era chamado o atual concreto armado, teve surgimento na França com o francês Joseph Louis Lambot, que em 1849 construiu a primeira estrutura de concreto armado, um barco feito com telas de fios de ferro preenchidas com argamassa. Ele testou o barco em sua fazenda e em 1855 o apresentou oficialmente na Feira Mundial de Paris. O barco é mostrado na Figura 1.5 é o protótipo original, e é preservado até os dias atuais no Museu de Brignoles, França.

Figura 1.5 – Protótipo do barco de cimento armado feito por Lambot. Disponível em: <https://oseculoxx.blogspot.com/2014/12/a-origem-do-concreto-armado.html>.



Após ver a grande ideia de associar barras de ferro à argamassa de cimento, o jardineiro Joseph Monier, começa a empregar, em 1867, o concreto armado em seus vasos de jardim, que até então eram fabricados de cerâmica e de madeira, que não tinha uma durabilidade muito grande [7]. Foi entre 1868 e 1873 que Monier executou, primeiro, um reservatório de 25 m<sup>3</sup> e mais tarde dois outros muito maiores, sendo um de 180 m<sup>3</sup> para a estação da estrada de ferro de Aleçon (França) e outro de 200 m<sup>3</sup>, suportado por colunas, em Nogent-sur-Marne

(França). Em 1875 Monier também construiu uma ponte de 16,50 m de vão e largura de 4,00 m no castelo Chazelet, propriedade do Marquês de Tilliers (Ver Figura 1.6) [13].

Em 1886 o engenheiro alemão Gustav Adolf Wayss (1851-1917) comprou as patentes de Monier para desenvolvê-las. Ele conduziu suas pesquisas em sua empresa, a Wayss & Freytag, e, posteriormente, projetou e executou a construção de vários edifícios na Alemanha, Áustria e na França, promovendo e difundindo o uso do concreto armado como material de construção civil [9,13].

Figura 1.6 – Ponte de concreto armado construída por Monier no castelo de Chazelet. Disponível em: <https://oseculoxx.blogspot.com/2014/12/a-origem-do-concreto-armado.html>.



Por volta de 1873 ocorreu a construção da primeira casa em concreto armado. Projetada e administrada por William Ward, ela teve grande importância no desenvolvimento do concreto armado nos Estados Unidos da América (EUA) pois Ward realizou várias pesquisas documentadas em relação ao material, inclusive com ensaios de prova de carga. Em 1883 os documentos foram apresentados para a *American Society of Mechanical Engineers*. Naquela época, a utilização de concreto era vista de forma negativa na sociedade e, por isso, ele

construiu de modo a parecer de alvenaria. A casa resiste até hoje (Ver Figura 1.7) no condado de Port Chester, New York [8,9,14].

Figura 1.7 – Castelo de Ward [15].



Em 1891, George Bartholomew executou a *Court Street* na cidade de Bellefontaine estado de Ohio, sendo a rua de concreto mais antiga dos EUA. Foi projetada para resistir tensões de até 55 MPa e existe até hoje. A Figura 1.8 mostra a rua nos dias atuais [14].

Figura 1.8 – Rua de concreto *Court Street* [15].





### Você Sabia ???

Figura 1.9 – Edifício 25 Bis da Rua Franklin (Paris) projetado e construído por Auguste Perret [14].



Figura 1.10 – Edifício Ingalls em Cincinnati (EUA) [14].



Os primeiros edifícios em concreto armado do mundo surgiram no começo do século XX. Na Europa, em 1902 o famoso arquiteto francês Auguste Perret, pioneiro no uso do concreto na arquitetura, construiu o primeiro edifício em concreto armado do mundo, situado na rua Franklin em Paris. O edifício tem uma fachada elegante, o que ajudou a tornar o concreto armado mais aceito socialmente (Ver Figura 1.9). Na América, o primeiro grande edifício (Ver Figura 1.10) construído em concreto armado tem 16 pavimentos e 64,00 metros de altura e foi executado em 1904 em Cincinnati, estado de Ohio [14].

As primeiras orientações relativas a projetos de peças de concreto surgiram com a pesquisa do professor Emil Mörsch na Universidade de Stuttgart em 1904. Segundo Wight e MacGregor [8], os trabalhos de Mörsch inspiraram a elaboração de normatizações por toda a Europa em países como Inglaterra, França, Áustria e Suíça entre 1907 e 1909. Emil Mörsch ainda atuou como diretor de setores públicos destinados à construção na Alemanha além de postos de diretoria na empresa Wayss & Freytag.

As publicações de Emil Mörsch estabeleceram as bases científicas do concreto armado e suas teorias tornaram-se referência na área por mais de meio século. Seu modelo de treliça (treliça clássica de Ritter e Mörsch) ainda é utilizado para a compreensão e fundamentação do comportamento de vigas de concreto armado submetidas à flexão e torção, sendo considerado um método prático e



confiável para a análise, dimensionamento e detalhamento de elementos de concreto armado. Esse método é previsto pelas principais normas de projeto de estruturas de concreto do mundo (CEB-FIP, EUROCODE, DIN 1045-1, ACI 318) e pela NBR 6118 [8,9].

Em 1911 destaca-se a construção da ponte Del Risorgimento em Roma. Projetada pelo renomado engenheiro francês François Hennebique a mesma possui um vão de 100 metros e tem seu sistema estrutural constituído por um arco bastante abatido [14,15], com relação flecha/vão de 1/10 [16]. A estrutura sobrevive até os dias atuais e é mostrada na Figura 1.11.

Figura 1.11 – Ponte Del Risorgimento [15].



Hennebique foi fortemente influenciado pelos trabalhos de Joseph Monier e o mesmo iniciou experimentos para aplicação do concreto na construção de edifícios em 1867. Em 1879 desenvolveu lajes de piso de concreto armado e, em 1892 patenteou um sistema de edificação completo denominado *Béton Armé de Hennebique*. Em 1898 terminou a construção de um moinho de farinha em Swansea, sendo essa obra o primeiro edifício de múltiplos pavimentos em concreto armado na Inglaterra [9].

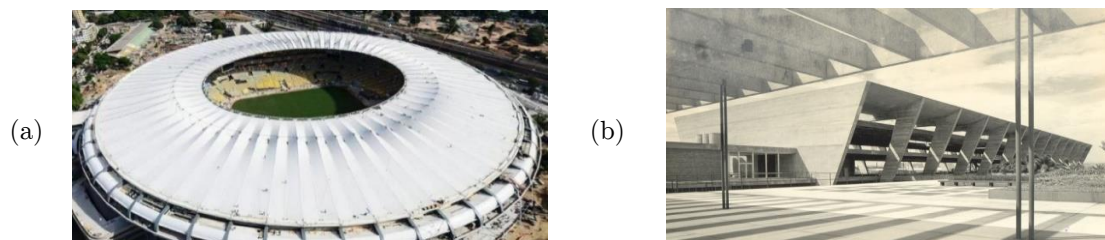
Já na América Latina especialmente no Brasil o prof. Vasconcelos [13] afirma que os relatos de utilização do concreto armado são escassas, porém existem informações do seu uso em 1904 (relatos do prof. Antônio de Paula Freitas). De acordo com Giongo [16], a primeira obra brasileira foi a construção de uma ponte de 9,00 metros de vão no Rio de Janeiro (1908) pela empreiteira Echeverria e com o projeto estrutural do engenheiro Hennebique. Em 1913, a firma alemã Wayss & Freytag monta sua filial no Rio, que ao contratar diversos mestres de obras no mercado internacional, impulsionou o compartilhamento de conhecimento e experiência com os trabalhadores nacionais.

Em 1928, Eng. Emílio Henrique Baumgart obtém o recorde mundial de maior vão para viga reta de concreto armado. Esse recorde foi obtido na construção da ponte Herval (Santa Catarina) sobre o Rio do Peixe, sendo este um vão de 68 metros, construído pelo processo de balanços sucessivos [16]. Vale destacar que além do recorde o processo de execução em balanços sucessivos era uma outra novidade na época.

Emílio Baumgart teve um papel fundamental na história do concreto armado brasileiro ajudando a desenvolver novas tecnologias, disseminando esse modelo construtivo no país e formando novos profissionais com nomes como: Paulo Rodrigues Fragoso, projetista da estrutura de concreto do Pavilhão de São Cristóvão - RJ; Antônio Alves Noronha, projetista da estrutura do Estádio do Maracanã - RJ e Arthur Eugenio Jermann, projetista de edificações como o Estádio Mineirão-BH e Museu de Arte Moderna do Rio de Janeiro-RJ [13,16]. As Figura 1.12a e Figura 1.12b apresentam essas construções simbólicas para o concreto armado no Brasil.

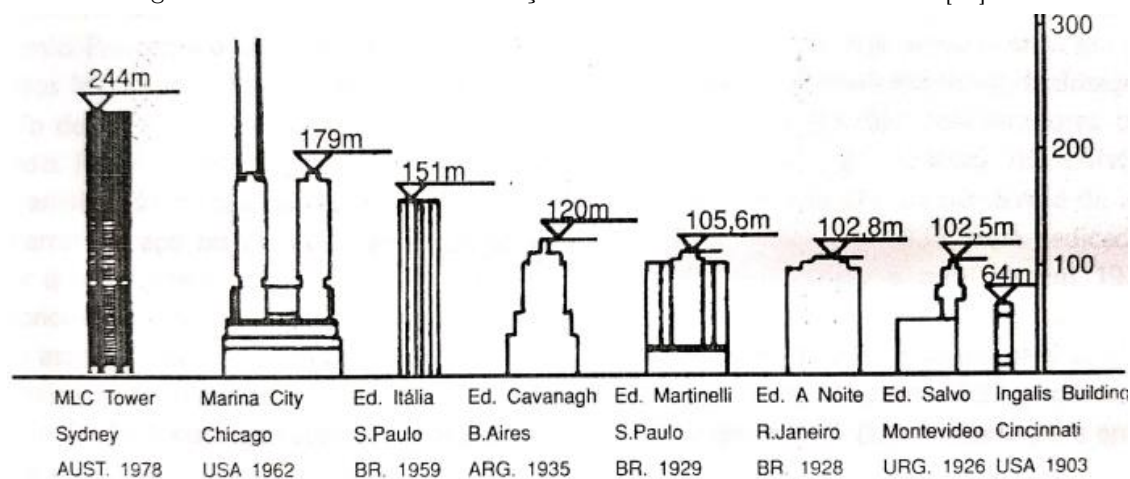
Figura 1.12 – Obras brasileiras de grande vulto (a) Estádio Jornalista Mário Filho, mais conhecido como Maracanã, Rio de Janeiro. Disponível em: <https://www.archdaily.com.br/br/01-156118/estadio-jornalista-mario-filho-nil-maracana-slash-fernandes-arquitetos-associados/5295dbb2e8e44e809a000061-jornalista-mario-filho-stadium-maracana-fernandes-arquitetos-associados-image>; e (b) Museu de Arte Moderna do Rio de

Janeiro Disponível em: <https://www.archdaily.com.br/br/758700/classicos-da-arquitetura-museu-de-arte-moderna-do-rio-de-janeiro-affonso-eduardo-reidy>.



O prof. Vasconcelos lista uma série de recordes do uso do concreto armado em edifícios no século XX e podemos notar (Ver Figura 1.13) a participação brasileira nesse cenário de recordes (ed. Itália com 151 m).

Figura 1.13 – Recordes de construção em concreto armado no mundo [13].

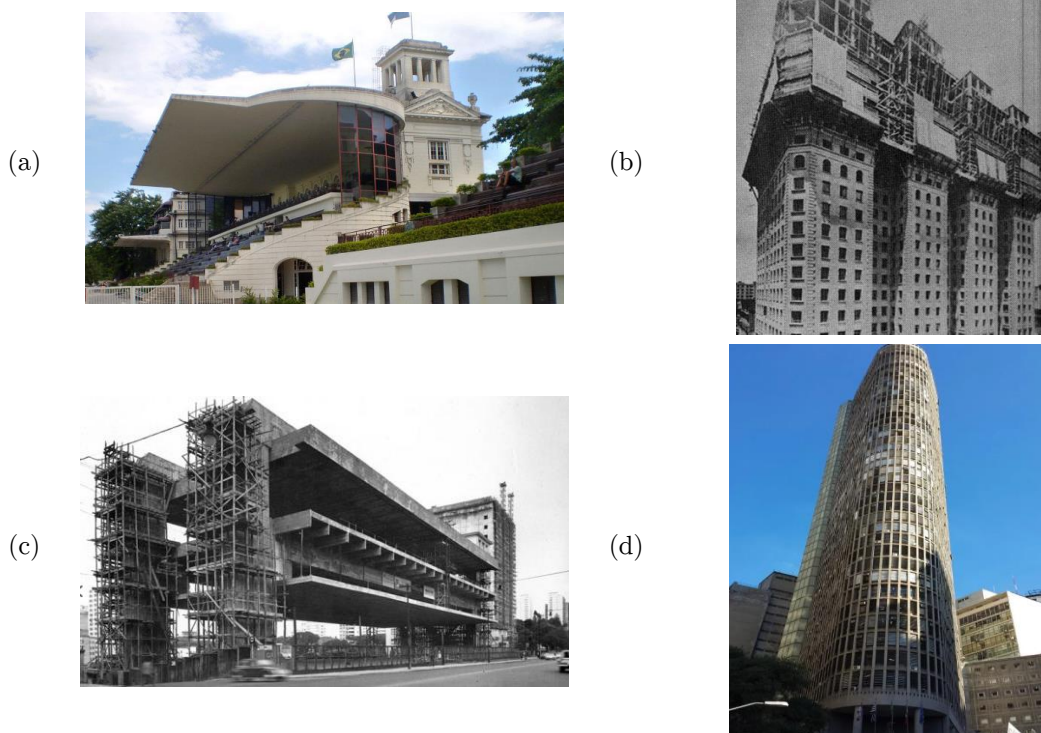


São obras brasileiras de grande vulto citadas em diversas bibliografias [7,13]:

- Marquise da tribuna do Jockey Clube do Rio de Janeiro, com balanço de 22,40 metros;
- Ponte Presidente Feliciano Sodré em Cabo Frio, em 1926, com arco em concreto armado sustentando 67,00 metros de vão;
- Edifício Martinelli em São Paulo, em 1925, com 106,50 metros de altura e 30 pavimentos;
- Edifício “A Noite” no Rio de Janeiro em 1928 tem 22 pavimentos, com 102,80 metros de altura;

- e) Ponte da Amizade em Foz do Iguaçu em 1965, com extensão de 552 metros e o maior arco de concreto armado do mundo, com 290,00 metros em vão;
- f) Construído em 1930, o Elevador Lacerda tem 73,00 m de altura, sendo maior elevador para fins comerciais feito nessa época;
- g) Museu de Arte de São Paulo (MASP) em 1969, com laje de 30,00 x 70,00 m livres, recorde mundial em vão;
- h) Edifício Itália em São Paulo em 1962, o mais alto edifício em concreto armado do mundo durante alguns meses.

Figura 1.14 – Obras brasileiras de destaque no cenário internacional (a) Hipódromo da Gávea-RJ. Disponível em: <https://br.pinterest.com/pin/446841594253759454/>; (b) Edifício Martinelli-SP. Disponível em: <https://br.pinterest.com/pin/348395721158564500/>; (c) Museu de Arte de São Paulo (MASP)-SP. Disponível em: <https://br.pinterest.com/pin/825425437933537031/>; e (d) Edifício Itália-SP. Disponível em: <https://br.pinterest.com/pin/708683691345067989/>.



Como dito anteriormente, o concreto armado é um dos materiais mais utilizados no mundo e sua história sempre estará ligada ao desenvolvimento socioeconômico da humanidade. A seguir daremos ênfase aos materiais que



formam o concreto armado e que pontos são relevantes para o dimensionamento estrutural de uma peça em concreto armado.

### **1.3 Materiais para o concreto armado**

Nessa seção serão apresentadas algumas informações sobre os materiais componentes do concreto armado. Sendo assim apresenta-se questões relacionadas aos materiais formadores do concreto armado: os agregados (areia, brita, cascalho, entre outros), cimentos e as barras de aço. É válido salientar aqui que o projetista de concreto armado deverá ter um conhecimento tal que lhe permita definir no memorial descrito do projeto as especificações técnicas mínimas para que a estrutura seja executada de forma adequada [17].

#### **1.3.1 Agregados**

Segundo a NBR 9935 [18], os agregados são materiais granulares, geralmente inertes, com dimensões e propriedades adequadas para a preparação de argamassa ou concreto. Hoje sabe-se que o agregado é uma parte importante do concreto armado e, mesmo sendo inerte a água, suas características influenciam as propriedades do concreto tanto no estado fresco quanto no estado endurecido [19–21].

No Brasil, 85% dos agregados britados são provenientes de granitos, 10% de rocha calcária e 5% de basaltos. Agregados calcários são produzidos nos estados de MG, GO, BA e RJ, e os de basalto são mais comuns na Região Sul (PR e RS). Já a extração de areia é feita predominantemente em cava submersa (em leito de rios), com exceção da Região Metropolitana de São Paulo, na qual predomina a extração via cava seca em regiões de várzea [17,22].

As especificações para agregados misturados em concreto são tratadas pela ABNT NBR 7211 Agregados para concreto - Especificação [23]. Essa norma apresenta os requisitos exigíveis para recepção e produção de agregados miúdos e graúdos destinados a produção de concretos de cimento Portland.

#### **1.3.1.1 Classificação**

Os agregados são classificados em relação a origem, peso específico aparente e as dimensões das partículas. Essas classificações são abordadas a seguir.

##### **Segundo a Origem**

Segundo a origem, os agregados são classificados em naturais, industrializados ou artificiais e reciclados. Damo [24] define essas classes quanto à origem da seguinte forma:

- a) Agregados Naturais: são os derivados de rochas existentes na crosta da Terra, encontrados na natureza já adequados para o uso, ou ainda, agregados britados, provenientes dos processos de cominuição (ato de fragmentar) de rochas, para que possam se adequar ao uso como agregados para concreto;
- b) Agregados Artificiais: são aqueles produzidos através de processos industriais como, por exemplo, a argila expandida;
- c) Agregados Reciclados: são os resíduos industriais granulares, comprovadamente adequados ao uso como agregado do concreto, ou proveniente do beneficiamento de entulho de construção ou demolição.

##### **Segundo a Massa Específica Aparente ( $\gamma$ )**

Em linhas gerais, os autores [25] classificam os agregados quanto ao seu peso específico de três formas:

- a) Agregados leves:  $\gamma < 1000 \text{ kg/m}^3$ , por exemplo: pedra-pomes, argila expandida, escoria siderúrgica, ardósia, lixo sinterizado, folhelhos e outros;
- b) Agregados normais:  $1000 \text{ kg/m}^3 < \gamma < 2000 \text{ kg/m}^3$ , por exemplo: areias e cascalhos, seixos rolados, rocha britada de gnaiss, granito e calcário, entre outros;
- c) Agregados densos ou pesados:  $\gamma > 2000 \text{ kg/m}^3$ , por exemplo: brita de barita, magnetita, hematita, limonita, agregados de aço, entre outros.

Lembre-se, a massa específica aparente ( $\gamma$ ) é a relação entre a massa de um certo volume total de agregados, incluindo neste volume os vazios entre os grãos.

Silva [25] também afirma que é de grande importância essa classificação, uma vez que é a partir dela que se faz a transformação dos traços em peso para volume e vice-versa. Em média os agregados apresentam massa específica aparente da seguinte ordem de  $2200 \text{ kg/m}^3$  a  $2600 \text{ kg/m}^3$ .

No ato de se projetar uma estrutura será necessário levar em conta o peso próprio do concreto armado. Tal fato é prescrito em normativas específicas que deverão ser tratadas ao longo deste texto.

### **Segundo as dimensões da partícula**

Em termos de projeto estrutural, o projetista deverá ficar atento a essa classificação, principalmente a que diz respeito ao agregado graúdo, pois ela irá influenciar nos requisitos de alojamento de armadura, assunto que será tratado no decorrer deste material.

Segundo a NBR 7211 [23], o agregado usado no concreto é dividido conforme as dimensões das partículas em:

- a) Agregado graúdo: agregado cujos grãos passam pela peneira com abertura de malha de 75,00 mm e ficam retidos na peneira com abertura de malha de 4,75 mm;
- b) Agregado miúdo: agregado cujos grãos passam pela peneira com abertura de malha de 4,75 mm.

Os limites de distribuição granulométrica dos agregados (graúdos e miúdos) são classificados de acordo com a NBR 7211 [23] e essas classificações são apresentadas nas Tabela 1.2 e

Tabela 1.3.

Como dito anteriormente, para o dia a dia de projeto a informação mais relevante da distribuição granulométrica dos agregados é a Dimensão Máxima Característica (DMC) que é caracterizada pela NBR 7211 [23]. Tal valor corresponde à abertura nominal, em milímetros, da malha da peneira da série normal ou intermediária na qual o agregado apresenta uma porcentagem retida acumulada igual ou imediatamente inferior a 5,00% em massa. A Tabela 1.4 a seguir apresenta as variações de dimensões mais tradicionais para o agregado graúdo do tipo brita.

Tabela 1.1 - Massa Específica Aparente ( $\gamma$ ) dos agregados de agregados tradicionais da construção civil [25].

Tipo do agregado	Massa Específica Aparente ( $\gamma$ )
Areia fina	1,52 t/m <sup>3</sup>
Areia média	1,50 t/m <sup>3</sup>
Areia grossa	1,48 t/m <sup>3</sup>
Brita 1	1,45 t/m <sup>3</sup>
Brita 2	1,42 t/m <sup>3</sup>
Brita 3	1,40 t/m <sup>3</sup>
Seixo rolado	1,50 t/m <sup>3</sup>

Tabela 1.2 - Limites da composição granulométrica do agregado graúdo [23].

Peneira com Abertura de malha (NBR NM ISSO 3310-1)	Porcentagem, em massa, retida acumulada				
	Zona Granulométrica				
	d/D <sup>1</sup>				
	4,75/12,5	9,5/25	19/31,5	25/50	37,5/75
75 mm	-	-	-	-	0 - 5
63 mm	-	-	-	-	5 - 30
50 mm	-	-	-	0 - 5	75 - 100
37,5 mm	-	-	-	5 - 30	90 - 100
31,5 mm	-	-	0 - 5	75 - 100	95 - 100
25 mm	-	0 - 5	5 - 25 <sup>2</sup>	87 - 100	-
19 mm	-	2 - 15 <sup>2</sup>	65 <sup>2</sup> - 95	95 - 100	-
12,5 mm	0 - 5	40 <sup>2</sup> - 65 <sup>2</sup>	92 - 100	-	-
9,5 mm	2 - 15 <sup>2</sup>	80 <sup>2</sup> - 100	95 - 100	-	-
6,3 mm	40 <sup>2</sup> - 65 <sup>2</sup>	92 - 100	-	-	-
4,75 mm	80 <sup>2</sup> - 100	95 - 100	-	-	-
2,36 mm	95 - 100	-	-	-	-

<sup>1</sup> Zona granulométrica correspondente à menor (d) e a maior (D) dimensões do agregado graúdo.

<sup>2</sup> Em cada zona granulométrica deve ser aceita uma variação de no máximo cinco unidades percentuais em apenas um dos limites marcados.

Tabela 1.3 - Limites da distribuição granulométrica do agregado miúdo<sup>1,2,3</sup> [23].

Peneira com abertura de malha (NBR NM ISSO 33101)	Porcentagem, em massa, retida acumulada.			
	Limites inferiores		Limites superiores	
	Zona utilizável	Zona ótima	Zona ótima	Zona utilizável
9,5 mm	0	0	0	0
6,3 mm	0	0	0	7
4,75 mm	0	0	5	10
2,36 mm	0	10	20	25
1,18 mm	5	20	30	50
600 µm	15	35	55	70
300 µm	50	65	85	95
150 µm	85	90	95	100

<sup>1</sup> O módulo de finura da zona ótima varia de 2,20 a 2,90.

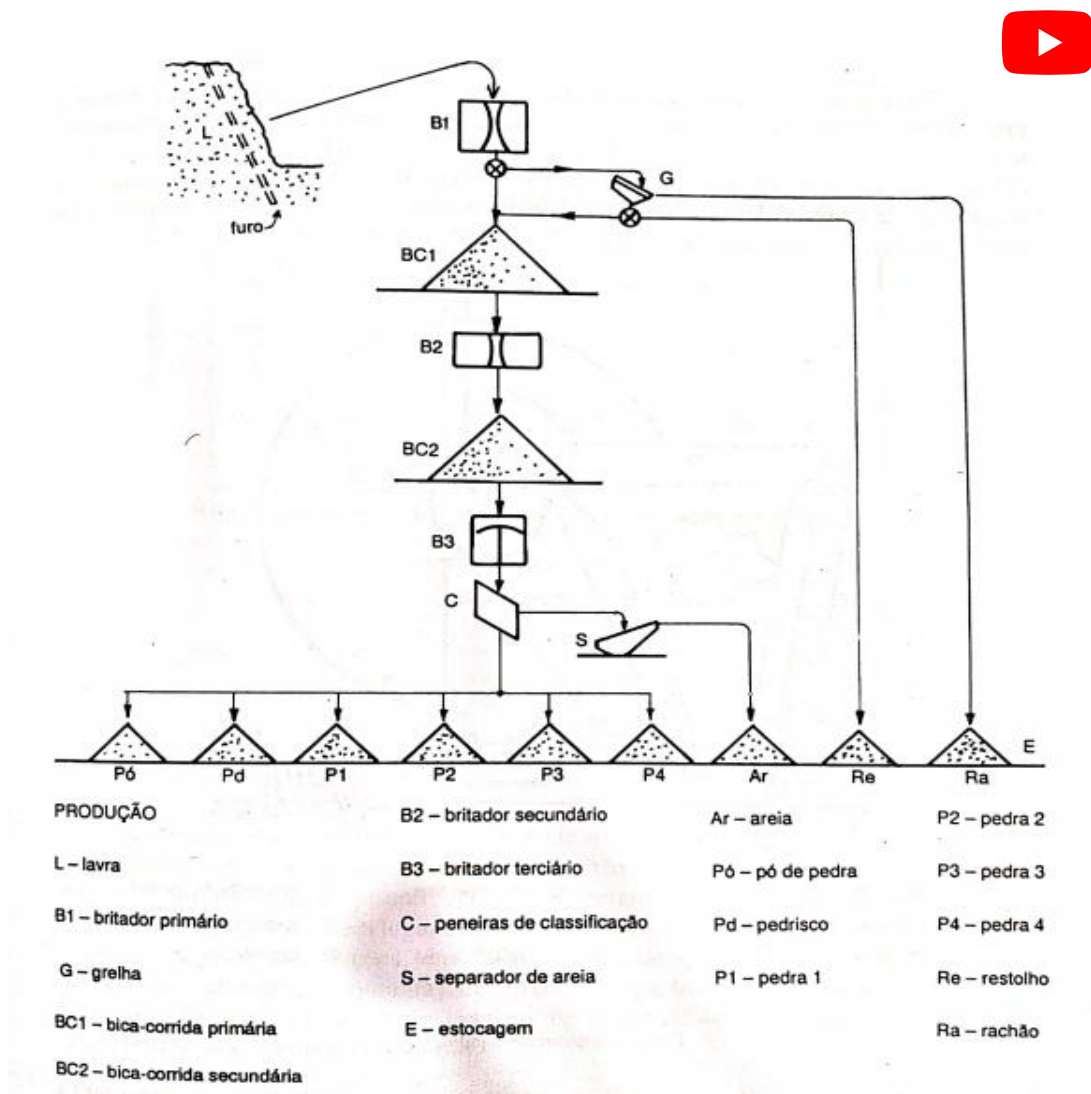
<sup>2</sup> O módulo de finura da zona utilizável inferior varia de 1,55 a 2,20.

<sup>3</sup> O módulo de finura da zona utilizável superior varia de 2,90 a 3,50.

Tabela 1.4 – Faixa de dimensões e DMC do agregado graúdo tipo brita [26].

Tipo do agregado	Faixa de dimensões (mm)	DMC em mm
Brita 0	4,80 – 9,50	9,50
Brita 1	9,50 – 19,00	19,00
Brita 2	19,00 – 25,00	25,00
Brita 3	25,00 – 50,00	50,00
Brita 4	50,00 – 76,00	76,00
Brita 5	76,00 – 100,00	100,00

Em termos de processo de fabricação do agregado graúdo, especificamente a brita (ou pedra britada), a Figura 1.15 apresenta um fluxograma simplificado desse processo.

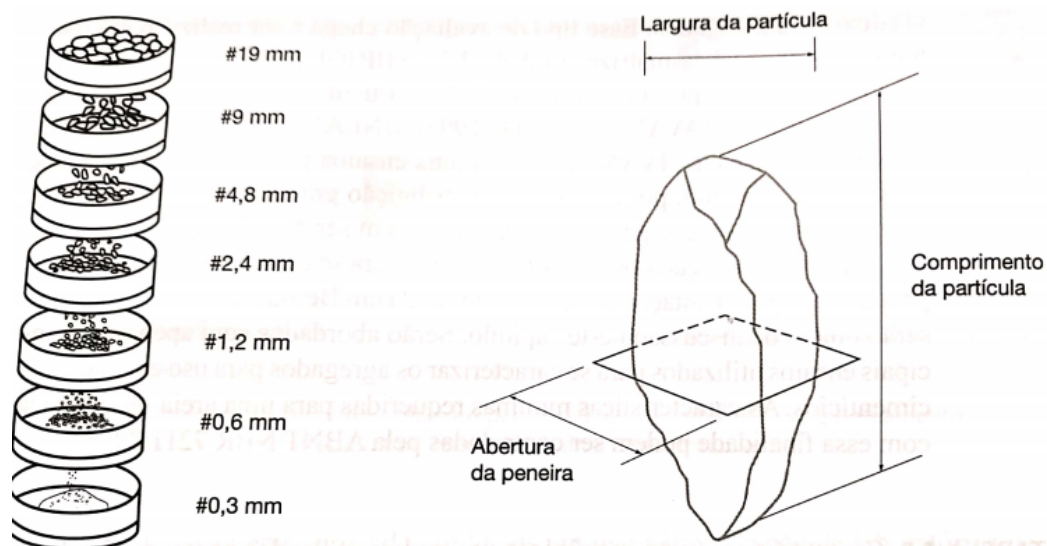
Figura 1.15 – Pedreiras: Fluxograma típico para produção de brita [27]<sup>1</sup>.

<sup>1</sup>Vídeo do canal: Prof. Nara Cangussu



### Você Sabia ???

Figura 1.16 – (a) Sequência de peneiras no ensaio de peneiramento; (b) Dimensão da partícula que fica retida na tela da peneira.



Uma curiosidade do ensaio de peneiramento é que ele não determina exatamente o tamanho do agregado, porque, para isso, seria necessário informar as três dimensões (comprimento, largura e espessura). O ensaio de peneiramento classifica apenas a largura do agregado, conforme Figura 1.16. Essa largura obtida não é um valor preciso, e sim um intervalo, tendo em vista que o agregado passará por uma tela de abertura de peneira e retido em outra. Por exemplo, imaginemos que o agregado é passante na peneira 19 mm e retido na peneira 9 mm, logo a largura do agregado seria  $-19 \text{ mm} + 9 \text{ mm}$ . Quanto mais estreito este intervalo, mais precisa será a determinação da largura do agregado. E para possibilitar que o agregado passe pelas peneiras a partir da largura é que se aplica o processo de vibração sobre o conjunto, o que permite a rotação dos agregados até que estes consigam avançar para a próxima peneira ou fiquem retidos.

### 1.3.2 Cimento

Sem sombra de dúvidas o cimento é um elemento de suma importância na fabricação do concreto, uma vez que é o material que possibilita a ligação entre os demais materiais. Por definição, o cimento é um material ligante ou aglomerante, normalmente pulverulento, que realiza a união entre as partículas dos agregados. O aglomerante é utilizado na fase de obtenção de pastas, argamassas e concretos.

Os aglomerantes podem ser classificados em inertes e ativos. Os inertes são aqueles que endurecem por simples secagem, como é o caso do betume e das

argilas. Já os ativos podem ser subdivididos em aéreos e hidráulicos. O primeiro endurece pela ação química do  $\text{CO}_2$  do ar, e são fracos quando colocados em contato com a água posteriormente ao seu endurecimento. O exemplo mais comum de aglomerante aéreo é a gipsita, conhecida popularmente como gesso. Quanto aos aglomerantes ativos hidráulicos pode-se dizer que eles endurecem por ação exclusiva da água, ou seja, pelo fenômeno de hidratação, e como exemplo tem-se o cimento Portland, sendo esse o foco principal desse tópico.

O Cimento Portland moderno que conhecemos e é distribuído pelo Brasil e mundo é composto essencialmente de clínquer e de adições, sendo o clínquer o principal componente, presente em todos os tipos de cimento.

Para a formação do clínquer é necessário basicamente alguns tipos de óxidos, são eles:  $\text{CaO}$  (Cal),  $\text{SiO}_2$  (Sílica),  $\text{Al}_2\text{O}_3$  (Alumina) e  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  (Óxido de ferro). Além desses, são encontrados outros componentes cujos teores são limitados por especificações de normas técnicas. A Tabela 1.6 apresenta os teores médios dos compostos necessários para formação do clínquer.

Tabela 1.5 – Composição química média dos clínqueres adaptado [28].

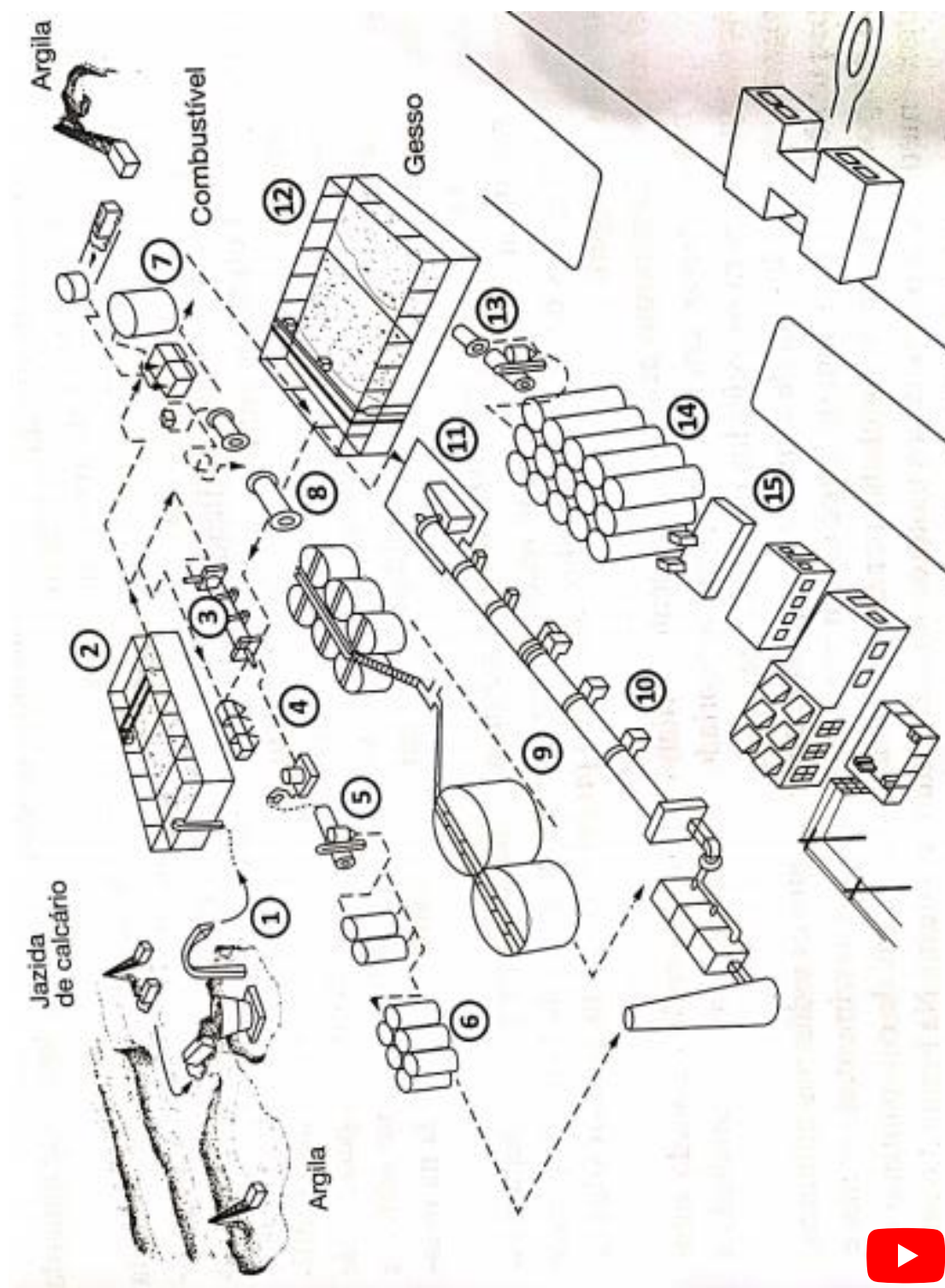
Componente químico	Teores médios (%)
$\text{CaO}$	58 - 67
$\text{SiO}_2$	16 - 26
$\text{Al}_2\text{O}_3$	4-- 8
$\text{Fe}_2\text{O}_3$	1 - 5
Outros	0 - 5

O clínquer como o produto que conhecemos é produzido a partir da queima de uma espécie de “farinha” de calcário e argila (também chamado de cru), em um forno rotativo submetido a um gradiente termal que atinge  $1450^\circ\text{C}$ . Dentro do forno reações em estado sólido ocorrem até a formação de uma fase líquida, que é enriquecida com alumínio e ferro até a formação da mineralogia básica do clínquer que conhecemos [29]. O produto formado nesses fornos é então submetido



a um processo de moagem juntamente com proporções de gipsita transformando-se, por fim, no cimento Portland ensacado que conhecemos. O processo de fabricação do cimento é apresentado na Figura 1.17 e Tabela 1.6.

Figura 1.17 – Esboço do processo de fabricação do cimento [17]<sup>1</sup>.



<sup>1</sup>Vídeo do canal: Manual do Mundo

Tabela 1.6 – Descrição do esquema de fabricação do cimento [17].

Etapa	Descrição
1	Britagem (Via seca)
2	Estocagem de matéria-prima (Via seca)
3	Secagem da argila (Via seca)
4	Mistura e proporcionamento (Via seca)
5	Moedura (Via seca)
6	Silos de cru (Via seca)
7	Estocagem de lama (Via úmida)
8	Moedura (Via úmida)
9	Silos de cru (Via úmida)
10	Queima no forno (Ambos sistemas)
11	Resfriamento do clínquer (Ambos sistemas)
12	Estocagem do clínquer (Ambos sistemas)
13	Moedura (Ambos sistemas)
14	Silos de cimento (Ambos sistemas)
15	Expedição (Ambos sistemas)

No processo de fabricação do cimento os componentes químicos dão origem a quatro componentes básicos, conforme informado na Tabela 1.7.

Tabela 1.7 – Composição química do cimento Portland tradicional com os teores médios [17,28].

Componente químico	Teores médios (%)	“Responsabilidade”
Silicato tricálcico (CaO) <sub>3</sub> SiO <sub>2</sub> = C <sub>3</sub> S	45 – 75	É o maior responsável pela resistência em todas as idades, especialmente até o fim do primeiro mês de cura. Também seria o segundo em ordem de importância para o fator tempo de pega.
Silicato dicálcico (CaO) <sub>2</sub> SiO <sub>2</sub> = C <sub>2</sub> S	7 - 35	Adquire maior importância no processo de endurecimento em idades mais avançadas, sendo largamente responsável pelo ganho de resistência a um ano ou mais.
Aluminato tricálcico (CaO) <sub>3</sub> Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> = C <sub>3</sub> A	0 - 13	Contribui na resistência, especialmente no primeiro dia. [28] afirma que esse é o componente mineralógico mais reativo do clínquer ao lado do Silicato tricálcico.
Ferroaluminato tetracálcico (CaO) <sub>4</sub> Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> = C <sub>4</sub> AF	0 - 18	Em nada contribui com a resistência. Tem grandes vazios estruturais e é responsável pela reatividade elevada do composto. Portanto, é bastante responsável pela resistência a corrosão química do concreto. Além disso é o responsável pela coloração acinzentada do concreto.

Baseando-se nas classificações da **ABCP** (Associação Brasileira de Cimento Portland), atualmente o mercado nacional dispõe de 8 opções de cimento. Tais produtos são normatizados a partir de 2018 por uma única norma, a ABNT NBR 16.697 – Cimento Portland – Requisitos [30]. Logo, as normas anteriores como ABNT NBR 5732 e 5735 foram canceladas dando origem a uma única normativa. O Quadro 1.1 apresenta essa normatização.

Quadro 1.1 - Tipos de cimentos normatizados no Brasil e a proporção em massa de compostos [30].

Tipo	Cimento	Resistência (MPa)	Sufixo	Clínquer+Geosso	Escória siderúrgica	Material pozolânico	Material carbonático
Comum	CP I	25, 32 ou 40	RS <sup>1</sup> ou BC <sup>2</sup>	95 - 100	0 - 5		
Comum com adição	CP I - S			90 - 94	0	0	6 - 10
Composto	CP II - E			51 - 94	6 - 34	0	0 - 15
Composto	CP II - Z			71 - 94	0	6 - 14	0 - 15
Composto	CP II - F			75 - 89	0	0	11 - 25
Alto-forno	CP III			25 - 65	35 - 75	0	0 - 10
Pozolânico	CP IV			45 - 85	0	15 - 50	0 - 10
Alta resistência inicial	CP V <sup>3</sup>	ARI <sup>4</sup>		90 - 100	0	0	0 - 10
Cimento Portland Branco	CPB - Estrutural	25,32,40		75 - 100	—	—	0 - 25
	CPB - Não estrutural	—	—	50 - 74	—	—	26 - 50

<sup>1</sup> Resistente a Sulfato.

<sup>2</sup> Baixo Calor de Hidratação.

<sup>3</sup> No caso de cimento Portland de alta resistência inicial resistente a sulfatos (CP V-ARI RS), pode-se adicionar escórias granuladas de alto-forno ou materiais pozolânicos.

<sup>4</sup> Alta Resistência Inicial (> 14 MPa a 1 dia de idade).

Segundo o portal [cimento.org](http://cimento.org), os cimentos tipo CP I CP I-S são pouco utilizados no país, sendo que apenas 1% de todo o cimento consumido no Brasil é do tipo CP I, seja por questões de custos elevados, ou mesmo pela questão ambiental, por ser ele um tipo de cimento que utiliza muito clínquer.

Segundo o portal [cimento.org](http://cimento.org)<sup>3</sup> e Ambrozewicz [31], o modelo de cimento CP II surgiu em 1991 no mercado brasileiro e hoje corresponde por mais de 70% da produção nacional, sendo utilizados na maioria das aplicações usuais, em substituição ao antigo CP I. Suas adições, em determinadas proporções, promovem melhorias no concreto como redução do calor no processo de hidratação do cimento, resistência a ataque de sulfatos e redução da permeabilidade do concreto - essencial em obras subterrâneas.

O cimento CP III possui propriedades como: baixo calor de hidratação, maior impermeabilidade e durabilidade, sendo recomendado tanto para obras de grande porte e agressividade (barragens, fundações de máquinas, obras em ambientes agressivos, esgotos e efluentes industriais, concretos com agregados reativos, pistas de aeroportos, etc) como também para aplicação geral em argamassas de assentamento e revestimento, estruturas de concreto simples, armado ou protendido, etc<sup>3</sup>. O portal<sup>3</sup> ainda afirma que esse cimento é o mais ecológico dos cimentos produzidos no Brasil, pois além da preservação das jazidas naturais e pelo menor lançamento de CO<sub>2</sub> na atmosfera, aproveita o rejeito das siderúrgicas (a escória de alto forno).

No cimento CP IV a adição de pozolana tem a função de aglomerante em presença de água, pois quando finamente moída ela reage com o hidróxido de cálcio dando origem a compostos aglomerantes. Tais fatores repercutem diretamente no comportamento do concreto, melhorando seu desempenho ante a ação de sulfatos e da reação álcali-agregado. Outras propriedades são também alteradas, incluindo a diminuição do calor de hidratação, o aumento da resistência



### 1.3.3 Aço para armadura passiva

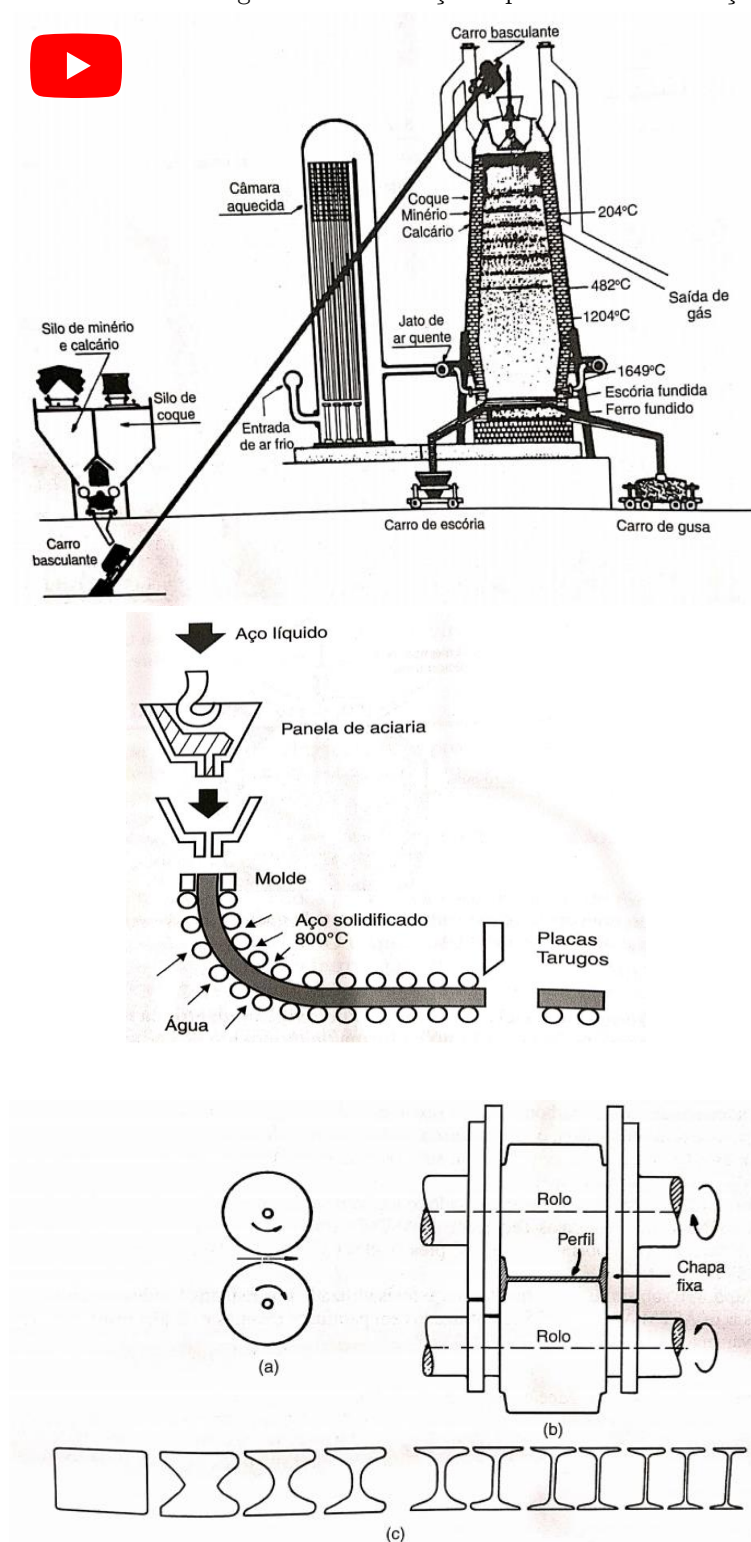
Segundo o portal do [CBCA](#) (Centro Brasileiro da Construção em Aço), existem mais de 3500 tipos diferentes de aços e cerca de 75% deles foram desenvolvidos nos últimos 20 anos. Isso mostra a grande evolução que o setor tem passado.

A usina siderúrgica é a empresa responsável pela transformação do minério de ferro em aço, de maneira que ele possa ser usado comercialmente. Este processo tem o nome de Redução. Primeiramente, o minério de ferro – cuja origem básica é o óxido de ferro ( $\text{FeO}$ ) – é aquecido em fornos especiais (alto fornos), em presença de carbono (sob a forma de coque ou carvão vegetal) e de fundentes (que são adicionados para auxiliar a produzir a escória, que, por sua vez, é formada de materiais indesejáveis ao processo de fabricação). O objetivo desta primeira etapa é reduzir ao máximo o teor de oxigênio da composição  $\text{FeO}$ . A partir disso, obtém-se o denominado ferro-gusa, que contém de 3,5 a 4,0% de carbono em sua estrutura [32].

Após uma análise química do ferro gusa, em que se verificam os teores de carbono, silício, fósforo, enxofre, manganês entre outros elementos, segue-se para uma unidade da siderúrgica denominada aciaria (onde ocorre o processo de refino do ferro gusa, reduzindo ainda mais o teor de carbono), onde será finalmente transformado em aço. O aço, por fim, será o resultado da descarbonatação do ferro gusa, ou seja, é produzido a partir deste, controlando-se o teor de carbono para no máximo 2%. O que temos, então, é uma liga metálica constituída basicamente de ferro e carbono, este último variando de 0,008% até aproximadamente 2,11%, além de certos elementos residuais resultantes de seu processo de fabricação [32]. A Figura 1.19 apresenta alguns detalhes do processo de fabricação do aço até a laminação do perfil desejado.



Figura 1.19 – Esboço do processo de fabricação do aço [34,35]<sup>1</sup>.



Na etapa inicial os metais ferrosos são obtidos por redução dos minérios de ferro nos altos-fornos. Pela parte superior do alto-forno, são carregados minério, calcário e coque. Pela parte inferior do forno, insulfla-se ar quente. O coque queima produzindo calor de monóxido de carbono, que reduzem o óxido de ferro a ferro liquefeito, com excesso de carbono. Ainda na parte inferior são drenadas, periodicamente, a liga de ferro-carbono e a escória.

O ferro fundido é então armazenado em uma espécie de panela, onde será removido o excesso de carbono além da redução das impurezas a limites prefixados. Após isso o aço é descarregado nas lingoteiras, que são formas metálicas especiais que permitem a confecção dos blocos de aço, denominados lingotes.

Após o processo de lingotamento, ocorre a laminação, que é o processo final em o aço é transformado no produto perfilado. No caso da laminação, os rolos representados em (a) giram em sentido contrário, comprimindo a peça metálica. Na seção (b) é possível ver os laminadores delimitando o formato final da barra de forma que o produto final passa a tomar forma (c).

<sup>1</sup>Vídeo do canal: Gerdau

De acordo com [31], o aço pode ser distinto em duas vertentes, os aços carbono comuns e os aços ligados:

- a) Aços-carbono são ligas de Ferro-Carbono contendo geralmente de 0,008% até 2,11% de carbono, além de certos elementos residuais resultantes dos processos de fabricação;
- b) Aço-liga são os aços carbono que contêm outros elementos de liga, ou apresenta elementos residuais em teores acima dos que são considerados normais.

Em termo de aços-carbono, o portal CBCA e Ambrozewicz [31] afirmam que os tipos aços-carbono podem ser subdivididos em:

- a) Aços de baixo carbono - possuem um máximo de 0,30% deste elemento e apresentam grande ductilidade. São bons para o trabalho mecânico e soldagem, não sendo temperáveis, utilizados na construção de edifícios, pontes, navios, automóveis, dentre outros usos;
- b) Aços de médio carbono - possuem de 0,30% a 0,70% de carbono e são utilizados em engrenagens, bielas e outros componentes mecânicos. São aços que, temperados e revenidos, atingem boa tenacidade e resistência;
- c) Aços de alto carbono possuem mais do que 0,70% de carbono e apresentam elevada dureza e resistência após têmpera (processo de resfriamento rápido após aquecimento do aço). São comumente utilizados em trilhos, molas, engrenagens, componentes agrícolas sujeitos ao desgaste, pequenas ferramentas etc.

Já os aços-liga, por sua vez, podem ser subdivididos em dois grupos [31]:

- a) Aços de baixo teor de ligas, contendo menos de 8,00% de elementos de liga;
- b) Aços de alto teor de ligas, contendo mais de 8,00% de elementos de liga.

O aço voltado a utilização no concreto armado é um tipo de aço com teor de carbono normalmente entre 0,08% e 0,50% e tais aços são regulamentados pela



ABNT NBR 7480 Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - especificação [33]. Segundo essa mesma norma, são classificadas como barras os produtos de diâmetro nominal 6,3 mm ou superior, obtidos exclusivamente por laminação a quente sem processo posterior de deformação mecânica. E classifica-se como fios aqueles de diâmetros nominal de 10 mm ou inferior, obtidos a partir de trefilação ou laminação a frio.

#### **1.3.3.1 Propriedades do aço**

Após compreender os diferentes tipos de aço e seus processos de fabricação é importante entender as principais propriedades do aço para emprego no dimensionamento de peças de concreto armado pelo engenheiro. Existem três tipos classificações das armaduras destinadas ao uso no concreto armado. De acordo com a NBR 7480 [33], as barras são categorizadas em CA-25 e CA-50 e para fios somente a categoria CA-60. A nomenclatura significa Concreto Armado (CA) e a numeração posterior representa a tensão de escoamento característica ( $f_{yk}$ ) do material, em kgf/mm<sup>2</sup>.

As maiores aplicações do aço CA-25 estão nos elementos pré-moldados como suporte para transporte de peças, sendo esse pouco utilizado em peças de concreto armado como armaduras principais. Já o aço CA-50 e CA-60 são amplamente empregados em armaduras de peças de concreto armado.

O Quadro 1.2 representa as características mecânicas que devem estar presentes em barras e fios destinados a armaduras conforme a orientação da NBR 7480 [33].

Quadro 1.2 - Propriedades mecânicas exigíveis de barras e fios de aço destinados a armaduras [33].

Tipo	Ensaio de tração (valores mínimos)				Ensaio de dobramento a 180°		Aderência	
	$(f_{yk})^1$ - MPa <sup>5</sup>	$(f_{st})^2$ - MPa <sup>6</sup>	Alongamento após ruptura em $10.\phi^3$ - A %	Alongamento total na força máxima <sup>4</sup> - $A_{gt}$ %	Diâmetro do pino (mm)		Valores mínimos de $\eta^7$ para	
					$\phi < 20$	$\phi \geq 20$	$\phi < 10\text{mm}$	$\phi \geq 10\text{mm}$
CA-25	250	$1,20.f_{yk}$	18	--	$2.\phi$	$4.\phi$	1,0	1,0
CA-50	500	$1,08.f_{yk}$	8	5	$4.\phi$	$6.\phi$	1,0	1,5
CA-60	600	$1,05.f_{yk}^3$	5	--	$5.\phi$	-	1,0	1,5

<sup>1</sup> Valor característico do limite superior de escoamento  $f_{yk}$  da NBR 6118 [6] obtido a partir do LE (Limite Elástico) ou  $\delta_e$  da ABNT NBR ISO 6892;

<sup>2</sup> O mesmo que resistência convencional à ruptura ou resistência convencional à tração (LR ou  $\delta_t$  da ABNT NBR ISO 6892);

<sup>3</sup>  $\phi$  é o diâmetro nominal, sendo que esse representa o diâmetro equivalente da seção transversal típica do fio ou da barra, expresso em milímetros;

<sup>4</sup> O alongamento deve ser atendido através do critério de alongamento após a ruptura (A) ou alongamento total na força máxima ( $A_{gt}$ );

<sup>5</sup> Para efeitos práticos de aplicação desta Norma, pode-se admitir  $1 \text{ MPa} = 0,1 \text{ kgf/mm}^2$ ;

<sup>6</sup>  $f_{st}$  mínimo de 660 MPa;

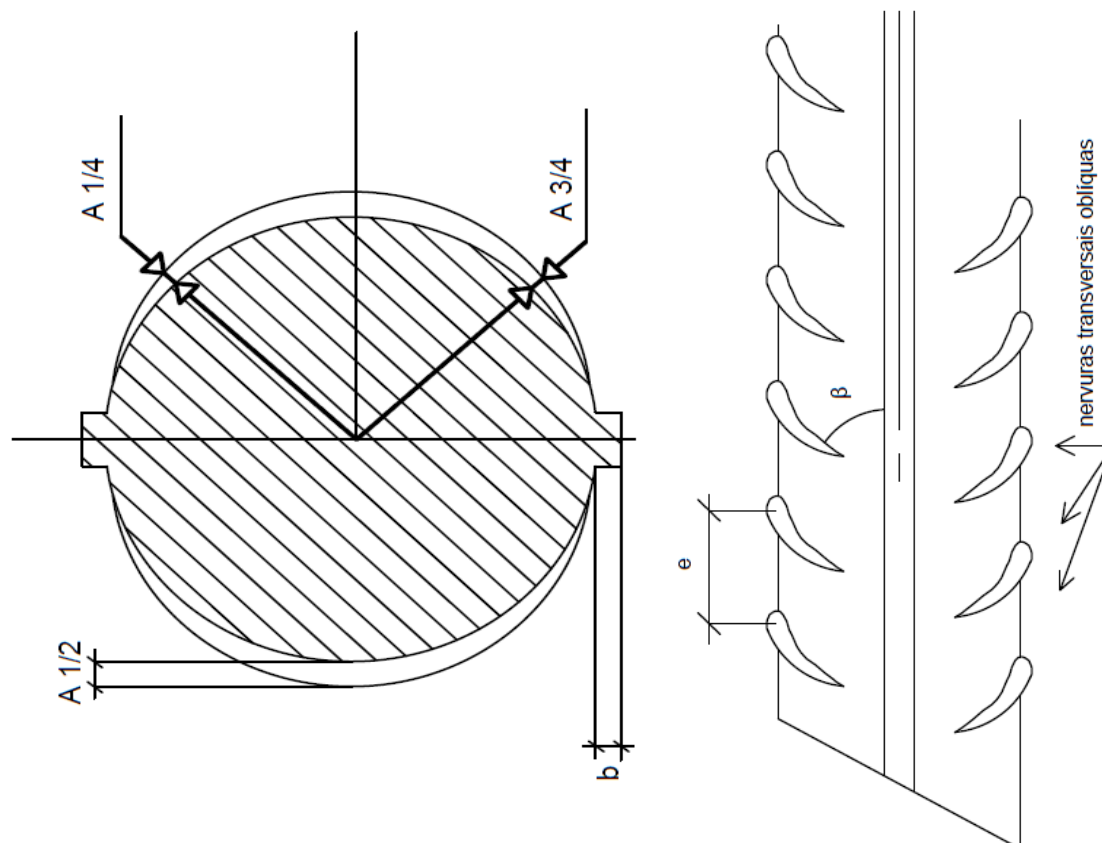
<sup>7</sup>  $\eta$  é o Coeficiente de conformação superficial.

A NBR 7480 [33] estabelece que as barras de CA-50 devem possuir nervuras transversais oblíquas, sendo que estas devem formar um ângulo entre 45° e 75° com a direção do eixo da barra. As barras devem ter no mínimo duas nervuras longitudinais, contínuas e diametralmente opostas, que impeçam o giro da barra dentro do concreto, exceto no caso em que as nervuras transversais oblíquas estejam dispostas de forma a se oporem a este giro.

Para barras com diâmetros menores que 10 mm, a altura média das nervuras transversais deve ser maior ou igual a 2% do diâmetro nominal, enquanto para barras com diâmetros maiores que 10 mm, esta altura deve ser maior ou igual a 4% do diâmetro nominal. Além disso, o espaçamento médio entre as nervuras transversais oblíquas, medido ao longo de uma mesma geratriz, deve

estar entre 50 e 80% do valor do diâmetro nominal da barra. A Figura 1.20 representa como é a concepção geométrica de uma barra tipo CA-50.

Figura 1.20 – Concepção geométrica de uma barra tipo CA-50 [33].



$b$  – Altura da nervura longitudinal;

$A_{1/4}$  – Altura da nervura a  $1/4$  do seu comprimento;

$A_{1/2}$  – Altura da nervura a  $1/2$  do seu comprimento;

$A_{3/4}$  – Altura da nervura a  $3/4$  do seu comprimento.

$\beta$  – Ângulo entre o eixo da nervura oblíqua e o eixo da barra;

$e$  – Espaçamento entre nervuras.

A NBR 7480 [33] afirma que os fios de CA-60 podem ser lisos, entalhados ou nervurados, observando-se o atendimento ao coeficiente de conformação superficial ( $\eta$ ) descrito no Quadro 1.2. A norma também afirma que fios com diâmetro nominal maior que 10 mm devem ser obrigatoriamente entalhados ou nervurados.

Já a categoria do CA-25 deve ser obrigatoriamente lisa, desprovida de quaisquer tipos de nervuras ou entalhes. O coeficiente de conformação superficial

( $\eta$ ) também está descrito no Quadro 1.2. As características das barras e fios adotados na NBR 7480 [33] são representadas nos Quadro 1.3 e Quadro 1.4.

Além das propriedades geométricas que são de extrema importância para projetistas estruturais em concreto armado, outro fator que será demasiadamente utilizado são as propriedades mecânicas do aço. Como dito anteriormente, o aço será o responsável por resistir os esforços de tração e tornar o concreto um material com comportamento dúctil. Por conta disso, a NBR 6118 [6] idealiza o comportamento mecânico desse aço (Ver Figura 1.21) para que seja possível estabelecer as tensões e deformações nos regimes de trabalho da peça estrutural quando submetida a carregamentos.

Quadro 1.3 – Características das barras [33].

Diâmetro Nominal <sup>1</sup> (mm)	Massa e tolerância por unidade de comprimento		Valores Nominais	
Barras	Massa Nominal <sup>2</sup> (kg/m)	Máxima variação permitida para massa nominal	Área da Seção (mm <sup>2</sup> )	Perímetro (m)
6,30	0,245	± 7%	31,20	19,80
8,00	0,395	± 7%	50,30	25,10
10,00	0,617	± 6%	78,50	31,40
12,50	0,963	± 6%	122,70	39,30
16,00	1,578	± 5%	201,10	50,30
20,00	2,466	± 5%	314,20	62,80
22,00	2,984	± 4%	380,10	69,10
25,00	3,853	± 4%	490,90	78,50
32,00	6,313	± 4%	804,20	100,50
40,00	9,865	± 4%	1256,60	125,70

<sup>1</sup> Outros diâmetros podem ser fornecidos a pedido do comprador, mantendo-se as faixas de tolerância do diâmetro mais próximo;

<sup>2</sup> A densidade linear de massa (em quilogramas por metro) é obtida pelo produto da área da seção nominal em metros quadrados por 7850 kg/m<sup>3</sup>.

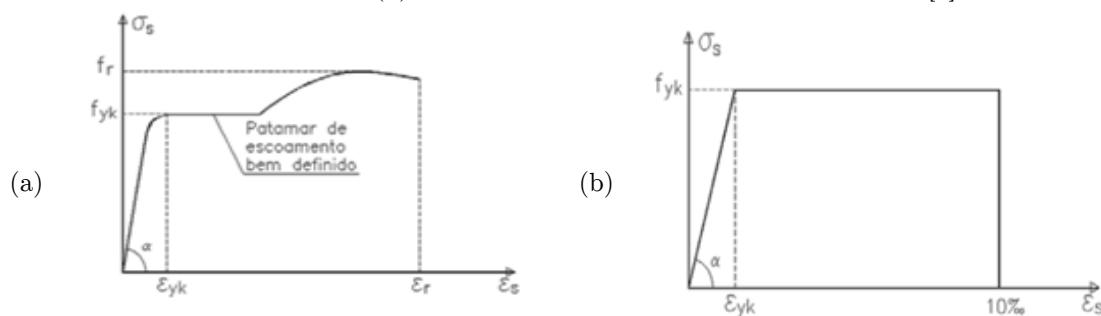
Quadro 1.4 – Características dos fios [33].

Diâmetro Nominal <sup>1</sup> (mm)	Massa e tolerância por unidade de comprimento		Valores Nominais	
Fios	Massa Nominal <sup>2</sup> (kg/m)	Máxima variação permitida para massa nominal	Área da Seção (mm <sup>2</sup> )	Perímetro (m)
2,40	0,036	± 6%	4,50	7,50
3,40	0,071	± 6%	9,10	10,70
3,80	0,089	± 6%	11,30	11,90
4,20	0,109	± 6%	13,90	13,20
4,60	0,130	± 6%	16,60	14,50
5,00	0,154	± 6%	19,60	15,7
5,50	0,187	± 6%	23,80	17,30
6,00	0,222	± 6%	28,30	18,80
6,40	0,253	± 6%	32,20	20,10
7,00	0,302	± 6%	38,50	22,00
8,00	0,395	± 6%	50,30	25,10
9,50	0,558	± 6%	70,90	29,80
10,00	0,617	± 6%	78,50	31,40

<sup>1</sup> Outros diâmetros podem ser fornecidos a pedido do comprador, mantendo-se as faixas de tolerância do diâmetro mais próximo;

<sup>2</sup> A densidade linear de massa (em quilogramas por metro) é obtida pelo produto da área da seção nominal em metros quadrados por 7850 kg/m<sup>3</sup>.

Figura 1.21 – Comportamento tensão-deformação do aço para armadura passiva. (a) Comportamento experimental; (b) Comportamento idealizado pela NBR 6118 [6].



Deve-se salientar que para o dimensionamento das peças, deve ser considerado o diagrama simplificado apresentado na Figura 1.21b e que o limite de deformação do aço é estabelecido em 10‰. Na Figura 1.21  $f_{yk}$  é dado como o limite de escoamento característico;  $\epsilon_{yk}$  a deformação específica equivalente a tensão  $f_{yk}$ ;  $E_s$  é o módulo de elasticidade longitudinal do aço normalmente

estabelecido entre 200 GPa e 210 GPa (A NBR 6118 [6] recomenda o uso de 210 GPa no item 8.3.5);  $f_r$  é a tensão de ruptura do aço na curva experimental e  $\varepsilon_r$  é a deformação equivalente a tensão de ruptura  $f_r$ .

Para os projetistas em concreto armado uma das informações mais significantes é a sobre a deformação específica de escoamento do aço ( $\varepsilon_{yk}$ ) sendo que essas variam em relação ao tipo de aço. Para o aço CA-25 o valor é de 1,04‰, para o CA-50 é de 2,07‰ e para o CA-60 é de 2,48‰.

## 1.4 O concreto simples

Posterior à compreensão dos materiais básicos para formação do concreto enfim chegamos ao momento de entender as propriedades do concreto, agora, sobre o ponto de vista normativo do dimensionamento estrutural. Nessa seção o foco é voltado a apresentação das propriedades desse material em relação ao aspecto do projeto estrutural.

Começamos, então, pela classificação do concreto para fins estruturais. Esse concreto pode ser dividido em função da sua classe de resistência e consistência. Quem traz essas definições é a ABNT NBR 8953 “Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência” [36], como pode ser visto no Quadro 1.5 e Quadro 1.6.

Quadro 1.5 – Classes de resistência de concretos estruturais [36].

Classe de resistência Grupo I	Resistência característica à compressão (MPa)	Classe de resistência Grupo II	Resistência característica à compressão (MPa)
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

Quadro 1.6 – Classes de consistência de concretos estruturais<sup>1,2</sup> [36].

Classe	Abatimento (mm)	Aplicações típicas
S10	$10 \leq A < 50$	Concreto extrusado, vibroprensado ou centrifugado
S50	$50 \leq A < 100$	Alguns tipos de pavimentos e de elementos de fundação
S100	$100 \leq A < 160$	Elementos estruturais, com lançamento convencional do concreto
S160	$160 \leq A < 220$	Elementos estruturais com lançamento bombeado do concreto
S220	$\geq 220$	Elementos estruturais esbeltos ou com alta densidade de armaduras

<sup>1</sup> De comum acordo entre as partes, podem ser criadas classes especiais de consistência, explicitando a respectiva faixa de variação do abatimento.

<sup>2</sup> Os exemplos desta Tabela são ilustrativos e não abrangem todos os tipos de aplicações.

O projetista estrutural não é responsável pela dosagem do concreto, sendo essa tarefa responsabilidade do engenheiro especialista em tecnologia do concreto. No entanto, o responsável pelo projeto deverá sempre especificar a classe de resistência do concreto como também a consistência no estado fresco (valor desejável para o *slump test* ou ensaio de abatimento). A seguir são apresentadas as principais características do concreto simples

#### 1.4.1 Resistência característica do concreto à compressão

Um dos parâmetros mais importantes no controle tecnológico do concreto é a curva tensão-deformação à compressão [37], que fornece várias informações importantes para elaboração de projetos estruturais, tais como a resistência à compressão, o módulo de elasticidade tangente inicial e secante, a deformação na carga de pico e a tenacidade do concreto [38].

No Brasil a determinação da resistência a compressão do concreto é descoberta através do ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos, conforme a ABNT NBR 5739 Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos [39]. Já as dimensões dos corpos de prova e sua moldagem são estabelecidos na ABNT NBR 5738 Concreto – Procedimento para moldagem e

cura de corpos de prova [40]. Segundo esta norma, os corpos de prova cilíndricos devem ter altura igual ao dobro do diâmetro (10, 15, 20, 25, 30 ou 45 cm). Além dos corpos de prova cilíndricos, a NBR 5738 [40] também permite a moldagem em formatos prismáticos, que em termos de obras correntes não é algo comum de se verificar.

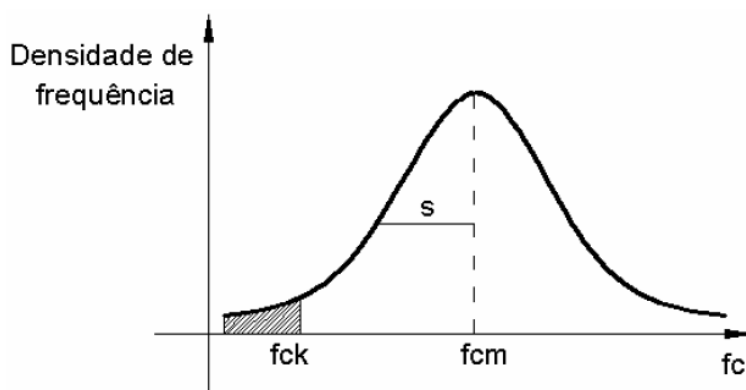
A NBR 5739 [39] estabelece que a resistência à compressão ( $f_c$ ) é o valor obtido a partir do ensaio de rompimento de corpos de prova submetidos à compressão, e é dado pela equação (1.1).

$$f_c = \frac{4 \cdot F}{\pi \cdot D^2} \quad (1.1)$$

Onde  $f_c$  é a resistência à compressão (MPa),  $F$  é a força máxima alcançada (N) e  $D$  é o diâmetro do corpo de prova (mm).

Por definição, a resistência característica ( $f_{ck}$ ) à compressão do concreto é o valor que apresenta um grau de confiança de 95%, ou seja,  $f_{ck}$  é o valor da resistência à compressão do concreto, de modo que 95% dos resultados dos ensaios estejam acima deste valor ou 5% abaixo [41]. A Figura 1.22 mostra a chamada curva de Gauss, ou curva de distribuição normal, para resistência do concreto à compressão ( $f_c$ ), identificando os valores da resistência média à compressão ( $f_{cm}$ ) e resistência característica do concreto à compressão ( $f_{ck}$ ).

Figura 1.22 – Curva de Gauss para resistência do concreto à compressão.





Em projetos de estruturas de concreto armado, o  $f_{ck}$  é uma variável de entrada do dimensionamento. Normalmente o projetista adota esta variável em função do tipo de estrutura, de sua utilização e da carga que o elemento está submetido. A idade padrão para se tomar essa variável é a resistência em uma idade de 28 dias. Em casos em que a resistência não for tomada aos 28 dias é necessário informar o valor de resistência desejada e a idade  $j$  para se tomar como referência. Essa situação ocorre com frequência no projeto de peças pré-fabricadas onde a desforma se dá normalmente com 24 horas. Na ausência de ensaios e situações onde se deseja estimar a resistência a compressão do concreto isso pode ser feito utilizando a equação (1.2) dada no item 12.3.3 da NBR 6118 [6].

$$f_{ck,j} = \beta_1 \cdot (t, s) \cdot f_{ck,28} \quad (1.2)$$

$$\beta_1 = \exp \left\{ s \cdot \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (1.3)$$

Onde  $f_{ck,j}$  é a resistência características na idade  $j$  desejada (expressa em MPa);  $\beta_1$  é o fator para correção da resistência dado em função do tipo de cimento (s) e tempo (t) expresso em dias.

O fator (s) que correlaciona o tipo de cimento é dado a seguir:

- a)  $s = 0,38$  para concreto de cimento CP III e CP IV;
- b)  $s = 0,25$  para concreto de cimento CP I e CP II;
- c)  $s = 0,20$  para concreto de cimento CP V – ARI.

Deve-se salientar que o valor de  $\beta_1$  cresce exponencialmente conforme se adiciona idade ao problema analisado. Porém, em situações de idade  $\geq 28$  dias o valor de  $\beta_1$  deverá ser fixada em 1,00 ao menos que o projetista tenha determinado a curva experimental real do concreto em estudo.

**Exemplo Resolvido 1.1:** Suponha que uma peça estrutural pré-fabricada passa por 6 etapas construtivas: (a) Concretagem em fábrica; (b) Retirada da forma e armazenamento; (c) Transporte até o canteiro; (d) Montagem da peça; (e) Aplicação do revestimento; (f) Serviço. Essas etapas ocorrem em dias diferentes e você projetista deverá determinar o valor do  $f_{ck,j}$  nas etapas subsequentes de forma que se delimite a resistência alcançada em cada uma delas. A retirada das formas ocorre 24 horas após a concretagem, o transporte ocorre após 10 dias da concretagem, a montagem com 25 dias e a aplicação do revestimento com 27 dias. Considere que para a fabricação da peça estrutural foi utilizado o CPV – ARI, brita de granito e que a resistência  $f_{ck,28}$  exigida em regime de serviço é de 50MPa.

Primeiramente para determinar o valor do  $f_{ck,j}$  faz-se necessário a determinação dos valores de  $\beta_1$  equivalente a esse tipo de concreto. No caso a idade utilizada como exemplo será a 1 dia após a concretagem.

$$\beta_{1,t=1} = \exp \left\{ 0,20 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{28}{1} \right)^{1/2} \right] \right\} = 0,4239$$



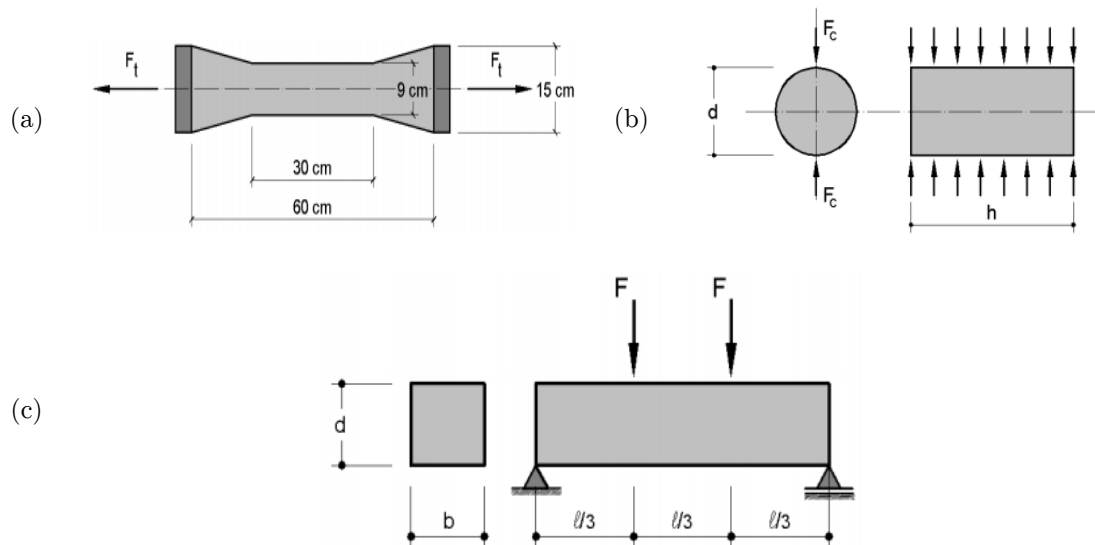
$$f_{ck,j=1} = 0,4239 \cdot 50 = 21,19 \text{ MPa}$$

#### 1.4.2 Resistência característica do concreto à tração

Estatisticamente a resistência característica a tração ( $f_{tk}$ ) segue a mesma orientação da resistência à compressão (determinação a partir da distribuição normal dos valores experimentais -  $f_t$ ), porém a três formas distintas para a sua determinação. Os ensaios normatizados são: (a) Tração direta; (b) Tração na compressão diametral; e (c) Tração na flexão.

A Figura 1.23 apresenta os modelos de ensaio padronizados para determinação da tração nos casos citados anteriormente.

Figura 1.23 – Modelo de ensaios para determinação da resistência a tração (a) Tração direta; (b) Tração na compressão diametral; e (c) Tração na flexão [42].



Normalmente, a resistência a tração não é determinada através de ensaios laboratoriais, devido à dificuldade de se executar este ensaio (é um ensaio mais voltado a situações de projeto especiais ou de pesquisa), nem determinada pelo projetista (como é feito com o  $f_{ck}$ ). A NBR 6118 [6] permite que essa resistência seja determinada por meio de correlações com a resistência a compressão característica ( $f_{ck}$ ). As equações (1.4) a (1.6) apresentam estas correlações.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (1.4)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (1.5)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ctm} \quad (1.6)$$

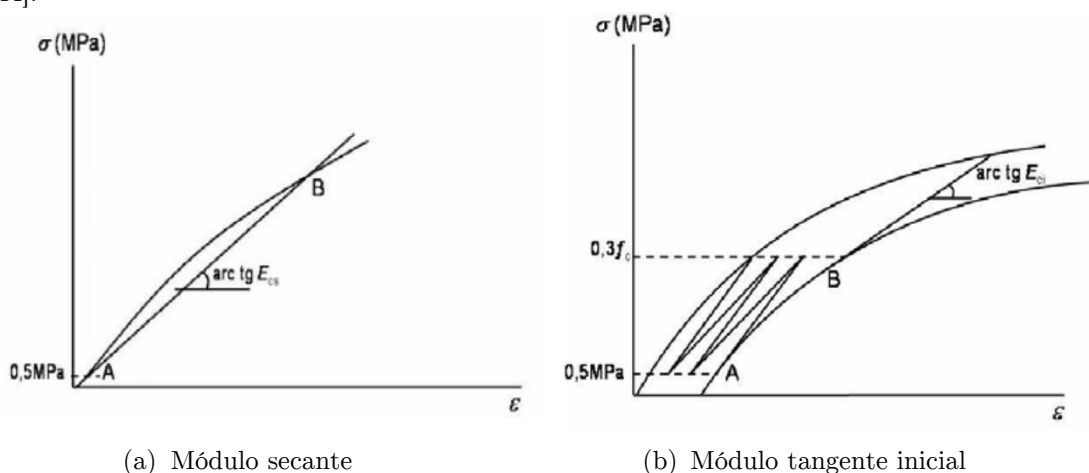
Assim como a resistência a compressão, a resistência a tração também pode ser estimada em função de expressão temporal. No entanto, a NBR 6118 [6] não faz nenhuma recomendação sobre essas estimativas. Na equação (1.7), o Prof. José Milton Araújo [43] apresenta uma equação para o cálculo da resistência à tração em idades inferiores a 28 dias a partir da resistência à compressão  $f_{ck,j}$ . Onde  $f_{ctm}$  é a resistência características a tração em função do tempo (expressa em MPa).

$$f_{ctm}(t) = 1,41 \cdot \left( \frac{f_{ck,j}(t)}{10} \right)^{2/3} \quad (1.7)$$

### 1.4.3 Módulo de elasticidade do concreto

O módulo de elasticidade pode ser definido como uma propriedade mecânica do material, com significado físico relacionado à rigidez. Esta propriedade é definida a partir do diagrama de tensão-deformação, como pode-se observar na Figura 1.24. O módulo de elasticidade do concreto é determinado através do ensaio estático descrito na ABNT NBR 8522 Concreto — Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão [44]. No projeto de estruturas correntes de concreto armado existem dois tipos de módulo de elasticidade que são utilizados o módulo secante e o módulo tangente inicial. Em termos normativos o módulo de elasticidade secante é utilizado para avaliação do comportamento de elementos estruturais. Na avaliação do comportamento global da estrutura e para cálculo de perdas de protensão pode ser utilizado o módulo de elasticidade tangente.

Figura 1.24 – Representação do módulo de elasticidade do concreto de acordo com a NBR 8522 [44].



O módulo de elasticidade tangente inicial ( $E_{ci}$ ) é considerado equivalente ao módulo de deformação secante, ou cordal, e é medido através da inclinação da

reta entre 0,5 MPa e 30% da resistência última ( $f_c$ ) para o carregamento máximo estabelecido no método de ensaio (Ver Figura 1.24b).

O módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ) é a propriedade do concreto cujo valor numérico é o coeficiente angular da reta secante ao diagrama tensão-deformação específica, passando pelos pontos A e B (geralmente entre 40% a 50% de  $f_c$ ), conforme mostrado na Figura 1.24a, que correspondem a tensão de 0,5 MPa e a tensão considerada para o ensaio respectivamente. Geralmente o módulo secante é empregado para avaliar a rigidez da estrutura em situação de serviço.

Em situações projeto em que não seja viável determinar o módulo de elasticidade do material a partir de ensaio laboratorial, pode-se determiná-lo através de correlações com o  $f_{ck}$ . A NBR 6118 [6], no item 8.2.8, propõe as equações (1.8) e (1.9) para fazer essas correlações para o módulo de elasticidade tangente e as equações (1.10) e (1.11) para o módulo de elasticidade secante.

a) Para  $f_{ck}$  de 20 a 50 MPa

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (1.8)$$

Sendo:

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

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

$\alpha_E = 0,9$  para calcário;

$\alpha_E = 0,7$  para arenito.

b) Para  $f_{ck}$  de 55 a 90 MPa

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left( \frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad (1.9)$$

Com  $E_{ci}$  e  $f_{ck}$  em MPa.

O módulo de elasticidade secante normalmente é utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço podem ser obtido pela expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (1.10)$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (1.11)$$

A NBR 6118 [6] apresenta o Quadro 1.7 com os valores estimados do módulo de elasticidade tangente e secante usando com base o agregado tipo granito que tem valor de  $\alpha_e = 1,00$ .

Para situações em que haja outros tipos de agregado basta tomar como referência o valor do Quadro 1.7 e multiplicar o mesmo pelo valor de  $\alpha_E$  do agregado que foi tomado como referência no projeto.

Quadro 1.7 – Valores estimados do módulo de elasticidade [6].

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
$E_{ci}$ (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
$E_{cs}$ (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
$\alpha_i$	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Para situações em que se precise determinar o módulo de elasticidade em idades inferiores a 28 dias, a NBR 6118 [6] estabelece as equações (1.12)e (1.13):

$$E_{ci}(t) = \left[ \frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,5} \cdot E_{ci} \quad \text{Concretos com } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 45 MPa} \quad (1.12)$$

$$E_{ci}(t) = \left[ \frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,3} \cdot E_{ci} \quad \text{Concretos com } f_{ck} \text{ de 50 MPa a 90 MPa} \quad (1.13)$$

Onde  $E_{ci}(t)$  é a estimativa do módulo de elasticidade do concreto em uma idade entre 7 dias e 28 dias.

A importância do cálculo do módulo de elasticidade está na determinação das deformações em uma estrutura de concreto, como nos cálculos de flechas em lajes e vigas. Nos elementos fletidos, como as vigas e as lajes, por exemplo, o conhecimento das flechas máximas é muito importante e é um dos parâmetros básicos utilizados pelo projetista estrutural para garantir o correto desempenho da estrutura em situação de utilização [7].

**Exemplo Resolvido 1.2:** Utilizando os mesmos critérios estabelecidos no **Exemplo Resolvido 1.1** deve-se determinar o valor do módulo de elasticidade secante nessa amostra de concreto considerando a idade de 10 dias.

Para determinação do módulo secantes faz-se necessário a determinação do módulo tangente conforme equação (1.10) e (1.11). Para um concreto com agregado de granito o valor inicialmente calculado é para os 28 dias.

$$E_{ci} = 1,0 \cdot 5600 \cdot \sqrt{50} = 39597,98 \text{ MPa}$$

Para avaliar então na idade de 10 dias deve-se determinar o valor da resistência  $f_{ck,j}$  que neste caso é de 43,70 MPa. Portanto utilizando as equações (1.12) e (1.13) determina-se o módulo de elasticidade tangente inicial para 10 dias.

$$E_{ci}(t = 10) = \left[ \frac{43,70}{50} \right]^{0,3} \cdot 39597,98 = 38030,01 \text{ MPa}$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{50}{80} = 0,925$$



$E_{cs} = 0,925 \cdot 38030,01 = 35177,76 \text{ MPa}$  Considerando 10 dias após a concretagem do elemento estrutural.

#### 1.4.4 Coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade transversal

De acordo com a resistência dos materiais, todo sólido ao se deformar longitudinalmente apresenta deformações transversais em seu volume. A relação entre essas duas deformações é chamada de coeficiente Poisson. A NBR 6118 [6]

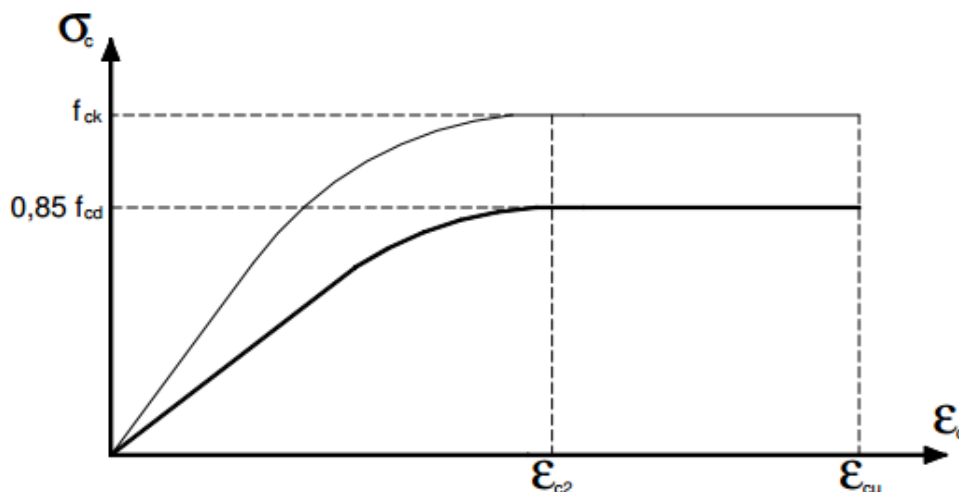
estabelece no item 8.2.9 que para tensões de compressão menores que  $0,50.f_c$  e tensões de tração menores que  $f_{ct}$ , o coeficiente de Poisson  $\nu$  pode ser tomado como igual a 0,20. Seguindo as mesmas recomendações do item 8.2.9, o valor do módulo de elasticidade transversal ( $G_c$ ) é igual a  $E_{cs}/2,4$ .

#### 1.4.5 Diagrama tensão-deformação

O item 8.2.10 da NBR 6118 [6] apresenta as observações sobre o diagrama de tensão-deformação do concreto nas situações de tração e compressão. Na compressão para tensões de compressão menores que  $0,5.f_c$ , pode-se admitir uma relação linear entre tensões e deformações, adotando-se para módulo de elasticidade o valor secante dado pela equação (1.10).

O diagrama tensão-deformação idealizado para dimensionamento de peças de concreto é mostrado na Figura 1.25. Esse modelo físico-matemático é proposto na seção 8.2.10.1 da NBR 6118 [6].

Figura 1.25 – Diagrama tensão-deformação do concreto na compressão [7].



Os valores a serem adotados para os parâmetros  $\epsilon_{c2}$  (deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico) e  $\epsilon_{cu}$  (deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura) são definidos a seguir:

- a) Para concretos de classes até C50:



$$\varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰};$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$$

b) Para concretos de classes C55 até C90:

$$\varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰} + 0,085 \text{ ‰} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53} \quad (1.14)$$

$$\varepsilon_{cu} = 2,6 \text{ ‰} + 35 \text{ ‰} \cdot \left[ \frac{90 - f_{ck}}{100} \right]^4 \quad (1.15)$$

O comportamento mecânico da Figura 1.25 é descrito pelas equações (1.16) a (1.18):

$$\sigma_c = 0,85 \cdot f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (1.16)$$

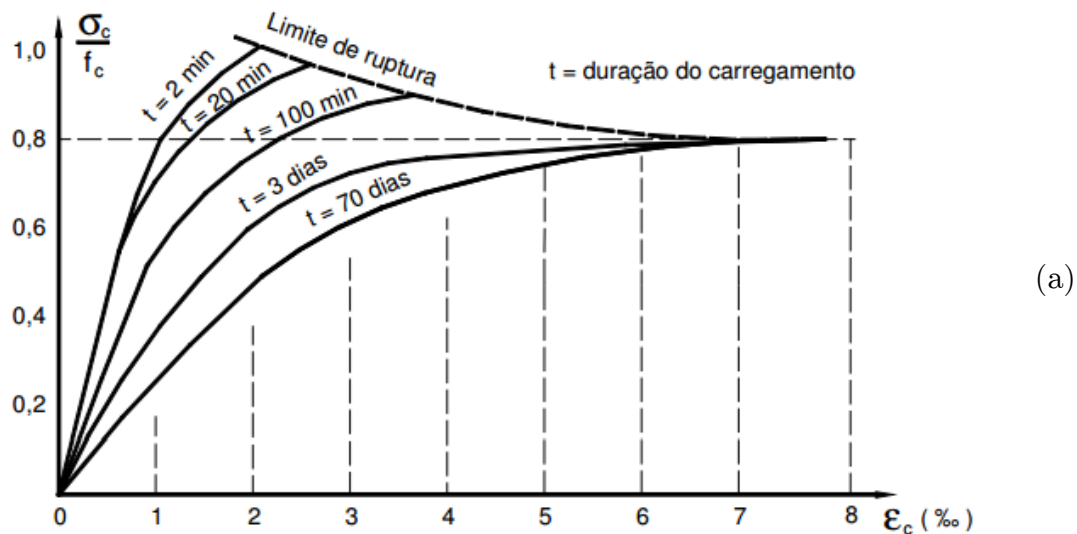
Visto que:

$$n = 2 \quad f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (1.17)$$

$$n = 1,4 + 23,40 \cdot \left[ \frac{90 - f_{ck}}{100} \right]^4 \quad f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (1.18)$$

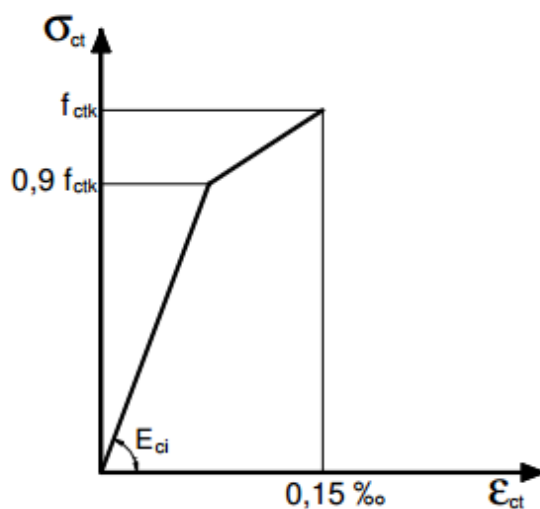
O valor de 0,85 da formulação se deve ao efeito Rüsch [45] que é a redução da resistência do concreto quando se aplica cargas de longa duração ( $t > 20$  minutos) [46]. Esse fator funciona como um fator corretivo, dado que a resistência à compressão de cálculo ( $f_{cd}$ ) é determinada por meio de ensaios de corpos-de-prova cilíndricos em ensaios de compressão que têm a duração em torno de 2, 3 ou 4 minutos, enquanto que nas estruturas de concreto o carregamento é aplicado durante toda a vida útil da estrutura, ou seja, durante muitos anos [7].

Figura 1.26 – (a) Diagramas tensão-deformação do concreto com variação no tempo de carregamento do corpo-de-prova [7].



Já no caso da tração para o concreto não fissurado, pode ser adotado o diagrama tensão-deformação bilinear de tração, indicado na Figura 1.27.

Figura 1.27 – Diagrama tensão-deformação do concreto na tração [7].



#### 1.4.6 Massa específica

As delimitações sobre massa específica do concreto com fim estrutural são feitas pela NBR 8953 [36]. Serão considerados Concretos Normais (C), aqueles com valores de massa específica seca ( $\gamma_{conc}$ ) entre 2000 kg/m<sup>3</sup> e 2800 kg/m<sup>3</sup>. Já o Concreto Leve (CL) é assim considerado quando sua massa específica seca for

inferior a  $2000 \text{ kg/m}^3$ . São determinados como Concreto denso ou Pesado (CD) aqueles com massa específica seca superior a  $2800 \text{ kg/m}^3$ .

#### 1.4.7 Coeficiente de dilatação térmica

A NBR 6118 [6] trata do valor do coeficiente de dilatação térmica no item 8.2.3. Para temperaturas entre  $0$  e  $150^\circ\text{C}$  a normativa recomenda o uso do valor de  $1.10^{-5} / ^\circ\text{C}$ . Já para estruturas expostas a temperaturas elevadas ou muito baixas, Sussekind [47] propõe que esse coeficiente pode variar de  $0,60.10^{-5} / ^\circ\text{C}$  a  $2,20.10^{-5} / ^\circ\text{C}$ .

#### 1.4.8 Considerações sobre a reologia do concreto simples

Em se tratando de deformações, conforme Costa Neto [48], é possível notar três tipos de deformações, sendo elas: deformações plásticas, deformações elásticas e deformações em função do tempo.

Em estruturas usuais de concreto armado as deformações normalmente são estudadas de três maneiras: as deformações devido ao carregamento externo, as deformações devido a uma fonte térmica e as deformações que se desenvolvem em função do tempo. As deformações devido ao carregamento externo serão estudadas ao longo desse livro, como é o caso da avaliação da flecha. Nesse sentido essa seção apresenta algumas noções relativas ao comportamento reológico do concreto em situações de retração, fluência e variações de temperatura (que são deformações que não dependem de carregamento externo).

##### 1.4.8.1 Retração e fluência do concreto

As primeiras deformações tratadas são as que tem o tempo como uma de suas variáveis de projeto. Essas deformações em função do tempo podem ser divididas em subgrupos, são eles: (a) Retração ou expansão: quando as deformações são independentes do carregamento e são devidas a alguma alteração na umidade no

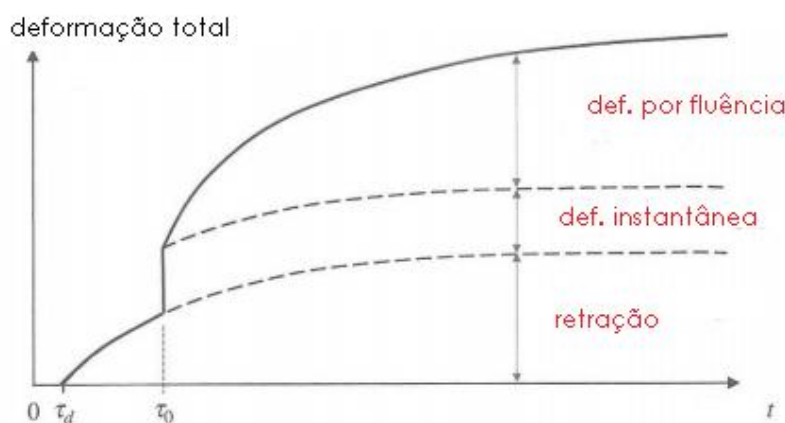
gel do cimento; (b) Deformação lenta: quando as deformações dependem do carregamento e que são devidas à uma variação no volume do gel do cimento ocasionada por carregamento e descarregamento [49].

A NBR 6118 [6], em seu anexo A, estabelece as condições de cálculo para as deformações no concreto. A deformação total do concreto, em condições em não há impedimento à livre deformação do concreto, partindo no tempo inicial  $t_0$ , e submetendo-se a uma tensão constante até o tempo  $t$ , é dada pela equação ((1.19):

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_c(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) \quad (1.19)$$

Sendo: (a)  $\varepsilon_c(t_0)$  – Corresponde a deformação imediata, por ocasião do carregamento, com  $E_{ci}(t_0)$  dado pela equação (1.8); (b)  $\varepsilon_{cc}(t)$  – Corresponde a deformação por fluência, no intervalo de tempo  $(t, t_0)$ , com  $E_{ci28}$  calculado para  $j = 28$  dias; e (c)  $\varepsilon_{cs}(t)$  – Corresponde à deformação por retração, no intervalo de tempo  $(t, t_0)$ .

Figura 1.28 – Evolução das deformações no concreto em função do tempo [50].



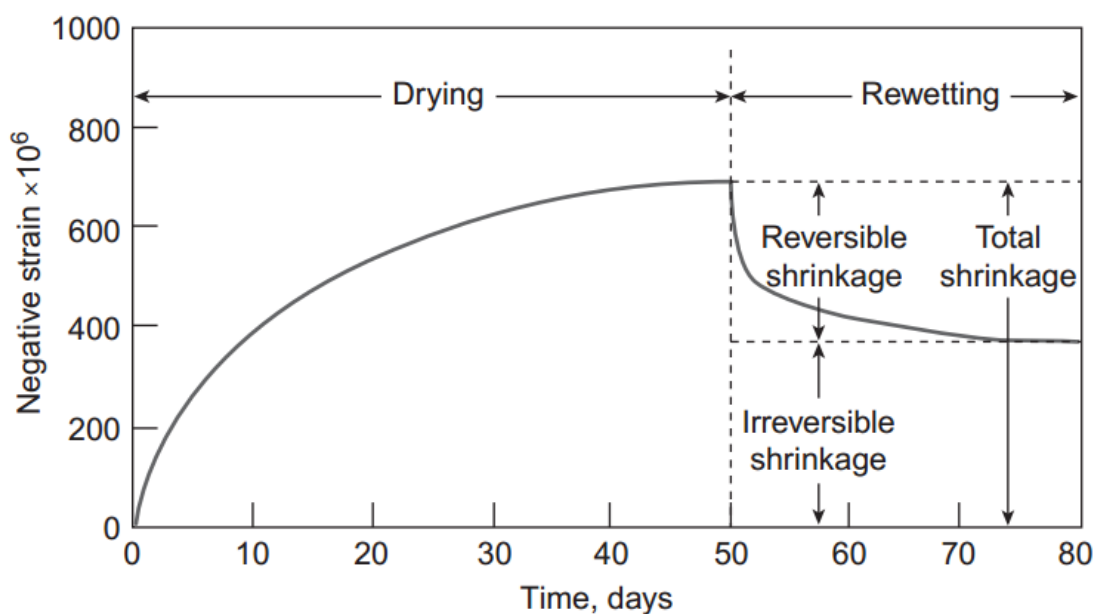
De forma geral, Gilbert & Ranzi<sup>3</sup> (2011) *apud* Souza [50] afirma que as deformações no concreto se desenvolvem conforme a Figura 1.28. No caso

<sup>3</sup> GILBERT, R. I. e RANZI, G., 2011, Time Dependent Behaviour of Concrete Structures, 1ed. USA e Canada, Spon Press

apresentado na Figura 1.28 é possível perceber que a deformação por retração ela tem início após a cura do concreto em  $t = \tau_d$ , antes da aplicação do carregamento ( $t < \tau_0$ ), mostrando que independente do estado de tensões imposto a peça a deformação ocorrerá [50].

Segundo [49], a retração é um fenômeno que promove a redução do volume do concreto devido a evaporação de água não consumida na reação química de pega do concreto. A Figura 1.29 apresenta o comportamento das deformações no concreto em relação ao fenômeno da retração.

Figura 1.29 – Efeito de retração ao longo do tempo em uma peça estrutural [19].



Segundo [49], há diversos fatores que intensificam a retração em elementos de concreto, sendo os mais importantes:

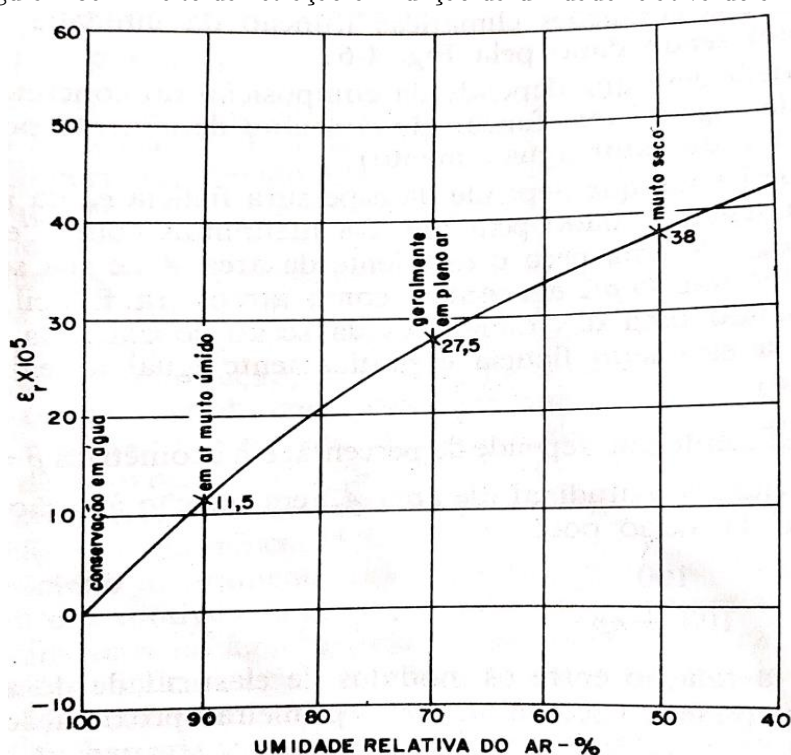
- Umidade do ar (pode influenciar no valor e na duração dos efeitos da retração – quanto maior a umidade do ar menor a retração);
- Idade e grau de maturidade do concreto (em ambientes úmidos, por exemplo, o valor final da retração pode ser diminuído em até 40%);
- A geometria da seção transversal (quanto mais fina a peça maior a retração);

- d) Fator água/cimento (quanto maior mais retração ocorrerá);
- e) A temperatura do ar (influência a secagem do concreto, em consequência, a retração).

A Figura 1.30 mostra o comportamento da deformação por retração em função da umidade relativa do ar sendo possível perceber que a deformação (tipo encurtamento) devido a retração ( $\epsilon_r$ ) aumentar de maneira inversamente proporcional a umidade relativa do ar.

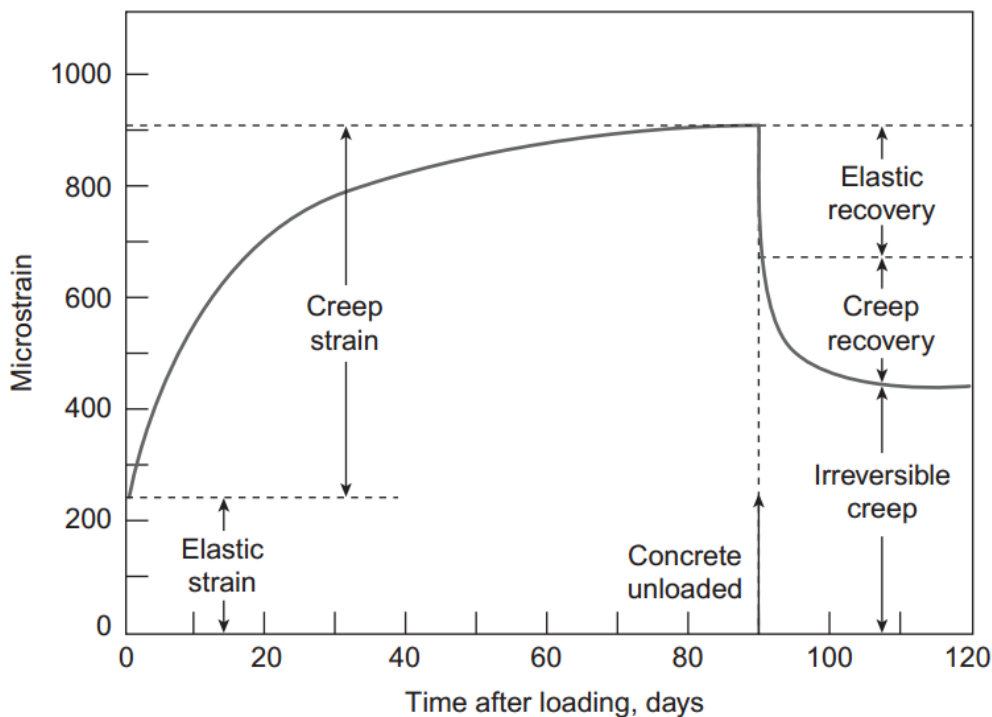
A retração sempre começa nas superfícies externas das peças estruturais, sendo impedida pelas zonas internas. Essas tensões podem produzir fissuras porque os maiores encurtamentos devidos à retração aparecem no lado externo do concreto novo, que possui uma pequena resistência a tração. Portanto, deve-se prorrogar o tanto quanto possível o início dos efeitos da retração, através da proteção do concreto contra secagem (cura) [49].

Figura 1.30 – Efeito da retração em função da umidade relativa do ar [47].



Já o fenômeno de fluência pode ser definido como um processo de deformação reversível ou não em peças submetidas a um estado de tensões permanente. Assim como na retração, esse fenômeno é influenciado também pelas tensões capilares e, especialmente, pelo clima. A fluência, também chamada de deformação lenta, diminui com o passar do tempo, atingindo, após um longo período – como por exemplo 15 a 20 anos em construções ao ar livre – uma paralização [49]. A Figura 1.31 apresenta o comportamento da fluência após o estágio de carregamento da estrutura. [49] afirma que as causas da fluência ou deformação lenta são análogas às da retração.

Figura 1.31 – Efeito da fluência ao longo do tempo em uma peça estrutural [19].



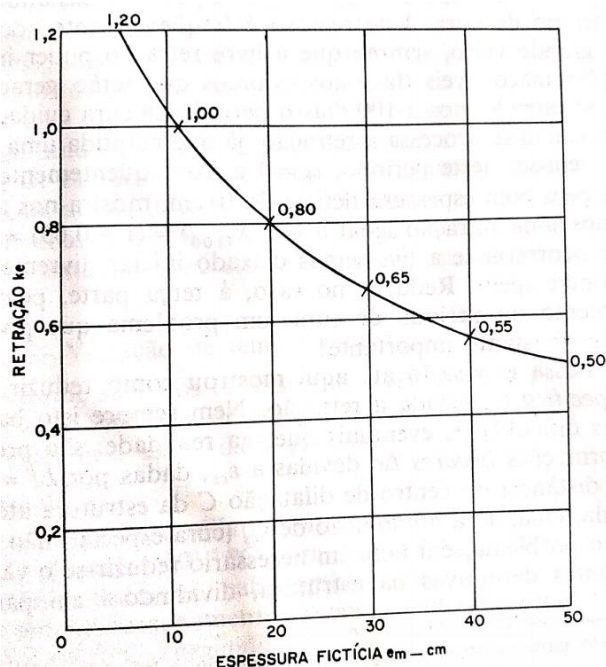
Barbosa [51] afirma que é bastante importante que se saiba que retração e fluência são fenômenos distintos (mesmo que os causadores destes fenômenos sejam similares), tomando como exemplo a perda de água: na fluência, esta perda é promovida por conta da aplicação contínua de uma ação; enquanto na retração, tal perda é promovida por diferença de umidade entre o meio externo e o elemento de concreto.



### Você Sabia ???

Foi falado que a retração é fortemente influenciada pelo processo de secagem do material. Pois então... Em peças de seção transversal com espessura de 12 cm, por exemplo, o fenômeno da retração já está terminado no intervalo de 2 a 4 anos em um ambiente com umidade relativa do ar constante. Para peças mais espessas com uma dimensão maior que 1 m são precisos 15 anos para que a peça atinjam o grau de maturidade completa. A Figura 1.32 mostra uma relação do coeficiente  $k_e$  com a espessura fictícia (relação entre a área e perímetro em contato com ar) da peça em cm. É possível perceber que quanto mais espessura fictícia a peça tem menor o efeito da retração na peça.

Figura 1.32 – Efeito de retração em função espessura fictícia da peça [47].



#### 1.4.8.2 Efeitos de temperatura

A NBR 6118 [6] trata dos requisitos relativos as variações de temperatura no seu item 11.4.2. Em linhas gerais, no dimensionamento de peças prediais o projetista deverá ter cuidado com os efeitos de temperatura, principalmente nas fachadas, projetando quando necessário as juntas de dilatação, que consistem em uma separação física da estrutura que permitirá a movimentação da mesma sem criar esforços adicionais a estrutura de concreto armado.

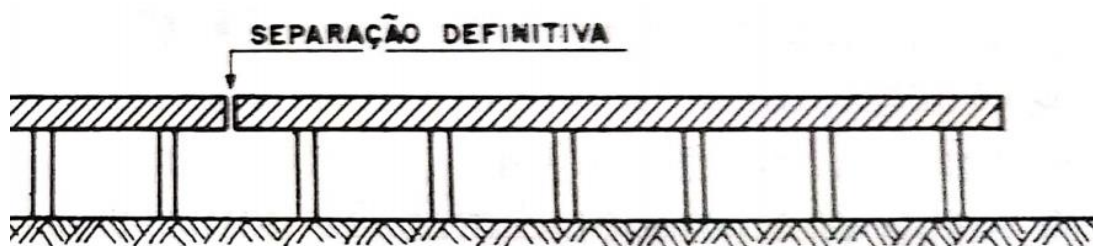
A variação de temperatura num elemento origina uma variação volumétrica. Caso essas variações não estejam livres (sem apoios) e caso as tensões de tração resultantes ultrapassem a resistência à tração do concreto, podem surgir fissuras e em casos mais graves, trincas [52].

Para estruturas que apresentam grandes dimensões em planta (acima de 25 m) os esforços internos provocados pela variação volumétrica devido o



gradiente térmico passam a ser importantes, o que exige do engenheiro a adoção de juntas de dilatação para separar esta estrutura ou a adotar modelos estruturais que consideram o efeito de dilatação térmica para se calcular o acréscimo de armadura. A Figura 1.33 apresenta um modelo de junta de dilatação usado regularmente em pontes.

Figura 1.33 – Estrutura dividida em juntas de dilatação (tendo-se duas estruturas distintas) [47].



Além da variação da temperatura ambiente, outro fator que deve levar em conta variações de temperatura são as situações de incêndio ou ambientes de frio extremo. Normalmente, no dimensionamento de peças de concreto armado as variações de temperatura são consideradas de maneira uniforme, no entanto, em situações como um incêndio, a estrutura estará sujeita a gradientes térmicos muito elevados, o que leva à necessidade (quando for importante considerar esta situação extrema) de considerar uma variação diferencial de temperatura em relação as fibras inferiores e superiores. [47] apresenta outras situações que também são extremas de variação de temperatura: chaminés, altos-fornos, frigoríficos. Este mesmo autor diz que em situações como essas, muitas vezes o engenheiro é obrigado a considerar materiais de revestimento, para proteger o concreto, que são capazes de atenuar o gradiente térmico. Um exemplo de uma situação como esta é o caso de chaminés, em que é mais viável, na maioria dos casos, utilizar tijolos refratários para revestir a estrutura do que considerar o gradiente térmico total, que resultaria em grande acréscimo de esforços na estrutura.

## 1.5 Aspectos sobre a aderência

A premissa básica para se ter concreto armado é a existência de aderência entre o concreto e o aço, quando ambos materiais resistem solidariamente aos esforços a que forem submetidos [53]. Assim, a aderência tem suma importância em relação à capacidade de carga e de serviço das peças de concreto armado. É essencial o conhecimento de seu comportamento para se estabelecerem regras de cálculo de ancoragens e emendas por traspasse das barras de armadura, para cálculo dos deslocamentos considerando a contribuição do concreto tracionado, para controle da abertura das fissuras e, portanto, da quantidade mínima de armadura [53].

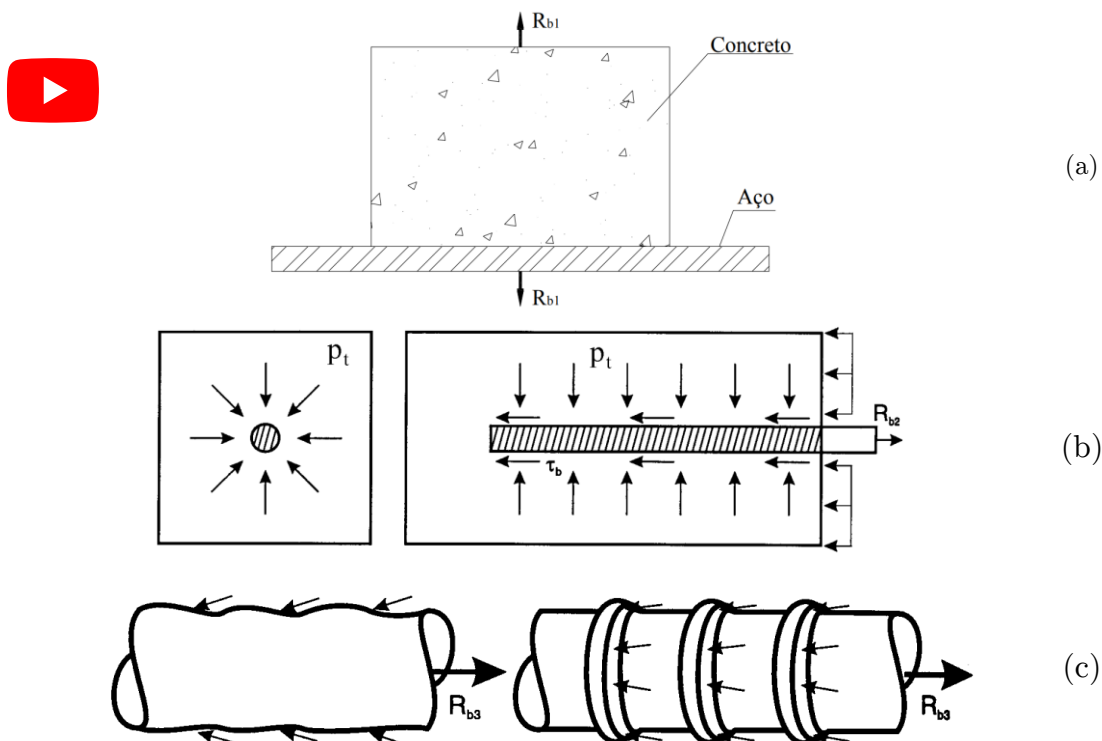
Em suma, o fenômeno de aderência envolve dois aspectos básicos: o mecanismo de transferência de força entre a barra de aço e o concreto adjacente e a capacidade do concreto de resistir a essa força [54]. As forças de transmissão podem ser divididas em 3 parcelas: adesão, atrito e aderência mecânica. Brisotto [54] explana sobre essas parcelas da seguinte forma:

- a) A aderência por adesão caracteriza-se por uma resistência à separação de dois materiais. Esta parcela provém do processo físico-químico desenvolvido na interface concreto-aço durante as reações de pega do cimento, e seu valor também depende da rugosidade (fator  $\eta$ ) e da limpeza da superfície das armaduras;
- b) A parcela relativa ao atrito surge quando há tendência de deslocamento relativo entre dois materiais, depois que for rompida a aderência por adesão. Esta parcela depende do coeficiente de atrito entre as superfícies do aço e do concreto, dado em função da rugosidade superficial da barra (fator  $\eta$ ), e da existência de forças de compressão transversais à armadura, que podem surgir devido a retração do concreto ou por ações externas;
- c) Por fim, a terceira parcela, chamada de aderência mecânica, é devida à conformação superficial das barras. Nas barras de alta aderência as nervuras criam consoles no concreto, levando ao surgimento de forças concentradas de compressão

perpendiculares às faces das nervuras no instante em que a barra é tracionada (ou comprimida) e tende a deslizar. Com o aumento do escorregamento, as forças de atrito presentes sofrem rápida redução, tornando a aderência mecânica a principal responsável pela aderência de barras nervuradas.

Também é apresentado por Brisotto [54] que em barras lisas o mecanismo de aderência é guiado principalmente pela aderência química e aderência por atrito. Os efeitos da aderência mecânica coexistem, porém em menor escala, visto que as barras lisas possuem irregularidades na superfície decorrentes do processo de laminação. Entretanto, Doria *et al.* [55] afirmam que a separação da aderência nessas três partes é apenas esquemática, pois não se pode avaliar isoladamente cada uma delas. A Figura 1.34 mostra de maneira representativa os esforços envolvidos nos modelos típicos de aderência descritos anteriormente.

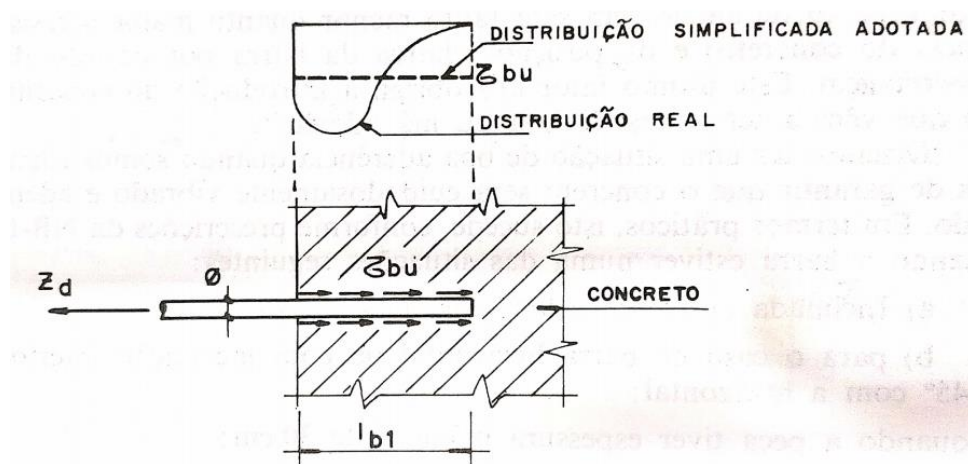
Figura 1.34 – Esquemas dos mecanismos de resistência da aderência. (a) Mecanismo de adesão; (b) Mecanismo de atrito; (c) Mecanismo de aderência mecânica [56]<sup>1</sup>.



<sup>1</sup>Vídeo do canal: Victor Dal Bosco

O modelo numérico utilizado pela NBR 6118 [6] para o cálculo da aderência é baseado numa distribuição uniforme de tensões ( $\tau_{bu}$ ) na interface concreto-aço conforme Figura 1.35. Logo, o problema de análise da aderência de uma barra de aço no concreto é baseado em definir o comprimento de ancoragem básico ( $l_b$ ) conforme equação (1.20) onde a variável  $\phi$  indica o diâmetro nominal da barra de qual se testa a aderência.

Figura 1.35 – Distribuições de tensão na interface concreto-aço em um ensaio de arrancamento [47].



$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25 \cdot \phi \quad (1.20)$$

A resistência a aderência é dividida entre armaduras ativa e passiva conforme item 9.3 da NBR 6118 [6]. No caso desse texto só serão abordados os casos de armadura passiva, que são determinados pela equação (1.21).

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (1.21)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (1.22)$$

Onde  $f_{yd}$  representa a tensão de escoamento de cálculo do aço ( $f_{yk}/\gamma_s$ ),  $f_{bd}$  a tensão de aderência e  $f_{ctd}$  é a resistência a tração de cálculo representado na equação (1.22). Os valores relativos aos coeficientes de aderência são dados na equação (1.23). Os fatores de segurança  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$  serão esclarecidos no capítulo 3 porém para fins didáticos fixaremos o mesmo como 1,40 ( $\gamma_c$ ), para o concreto, e 1,15 ( $\gamma_s$ ), para o aço, nas análises iniciais. No caso do fator  $\eta_3$  a variável  $\phi$  corresponde ao diâmetro da barra, em milímetros, a qual deseja-se calcular a tensão de aderência.

$$\eta_1 \begin{cases} 1,00 \text{ para barras lisas CA25} \\ 1,40 \text{ para barras lisas CA60} \\ 2,25 \text{ para barras nervurada CA50} \end{cases}$$

$$\eta_2 \begin{cases} 1,00 \text{ para boa aderência} \\ 0,70 \text{ para má aderência} \end{cases} \quad (1.23)$$

$$\eta_3 \begin{cases} 1,00 \text{ para } \phi < 32 \text{ mm} \\ \frac{132 - \phi}{100} \text{ para } \phi > 32 \text{ mm} \end{cases}$$

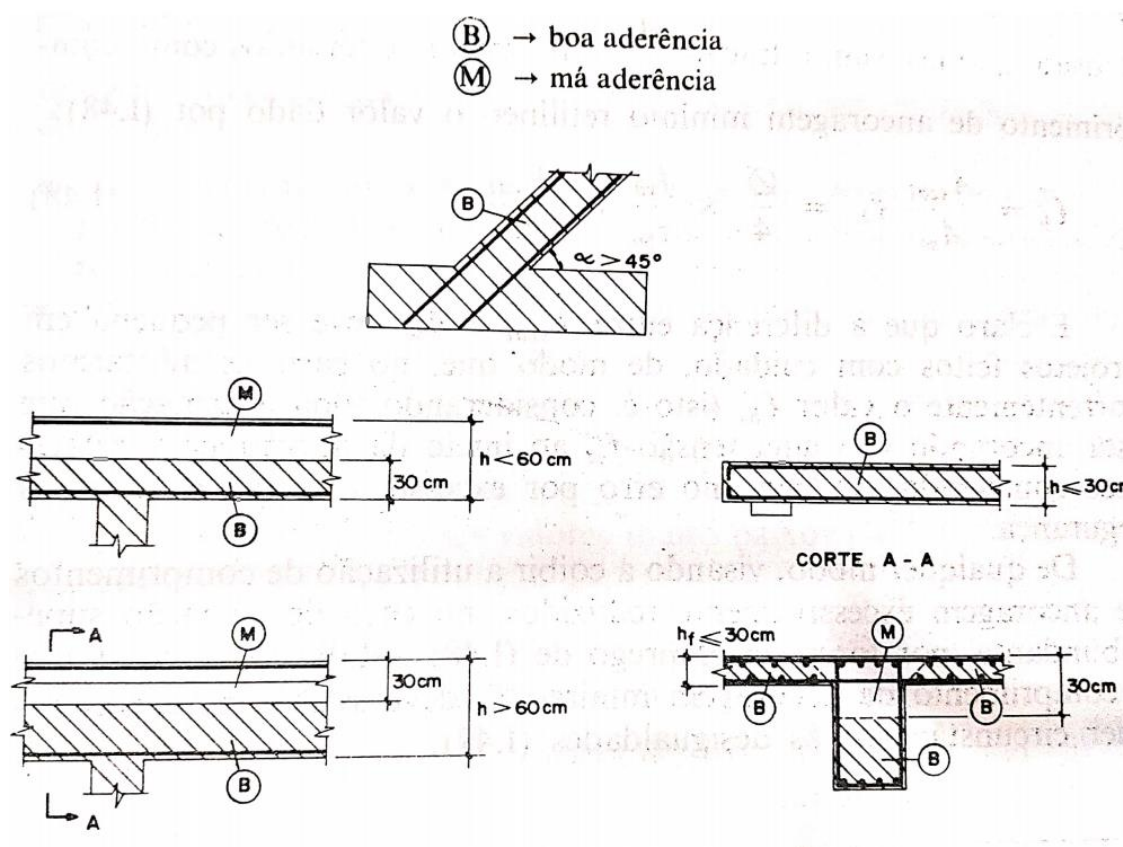
Segundos Bastos [57], ensaios experimentais realizados mostraram que a resistência de aderência de barras de aço posicionadas na direção vertical é significativamente maior que a resistência de aderência de barras posicionadas na horizontal. Para as barras horizontais, a distância ao fundo ou ao topo da fôrma (superfície de concreto) determina a qualidade da aderência entre o concreto e a barra de aço. Isso ocorre porque durante o adensamento e o endurecimento do concreto, a sedimentação do cimento e principalmente o fenômeno da exsudação, tornam o concreto da camada superior mais poroso, podendo diminuir a aderência à metade daquela das barras verticais.

Em determinadas situações, que dependem basicamente da inclinação e da posição da barra de aço na massa de concreto, a NBR 6118 [6] (item 9.3.1) define situações chamadas “boa” e “má” aderência. Consideram-se em boa situação

quanto à aderência os trechos das barras que estejam em uma das posições seguintes (Ver Figura 1.36):

- a) com inclinação maior que  $45^\circ$  sobre a horizontal;
  - b) horizontais ou com inclinação menor que  $45^\circ$  sobre a horizontal, desde que:
    - (b.1) para elementos estruturais com  $h < 60$  cm, localizados no máximo 30 cm acima da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima;
    - (b.2) para elementos estruturais com  $h \geq 60$  cm, localizados no mínimo 30 cm abaixo da face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima.
- Os trechos das barras em outras posições, e quando do uso de formas deslizantes, devem ser considerados em má situação quanto à aderência.

Figura 1.36 – Zonas de aderência de acordo com a NBR 6118 [47].



Mais detalhes sobre aderência (como calcular os comprimentos dos ganchos nas barras e traspasses) serão abordados no capítulo 8 referente ao dimensionamento e detalhamento das estruturas, com aplicações para lajes.

**Exemplo Resolvido 1.3:** Baseado nos conceitos de aderência apresentados anteriormente determinar o comprimento de ancoragem básico ( $l_b$ ) de uma barra de aço de 8,00 mm sujeita a situações de boa e má aderência em uma peça de concreto com  $f_{ck} = 25$  MPa.

Para avaliarmos o comprimento básico de ancoragem é necessário determinar as incógnitas da equação (1.20). Os termos  $\eta$  podem ser dados como:

$\eta_1 = 2,25$  visto que o diâmetro especificado é dado como uma barra nervurada;

$\eta_2 \begin{cases} 1,00 \text{ para boa aderência} \\ 0,70 \text{ para má aderência} \end{cases}$  aqui vamos utilizar as duas condições para verificação;

$\eta_3 = 1,00$  visto que o diâmetro informado é menor que 32 mm.

Determinando a resistência a tração de cálculo  $f_{ctd}$  conforme equação (1.22) chega-se a:

$$f_{ctd} = \frac{0,21 \cdot \sqrt[3]{25^2}}{1,40} = 1,28 \text{ MPa}$$

Determinando a tensão de aderência  $f_{bd}$ :  $f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_2 \cdot 1 \cdot 1,28 = 2,88 \cdot \eta_2$

Avaliando o  $l_b$  conforme equação (1.20) e fixando  $f_{yd}$  em 434,78 MPa (Aço CA-50  $\therefore 500/1,15 = 434,78$ ).

$$l_b = \frac{8}{4} \cdot \frac{434,78}{2,88 \cdot \eta_2} = \frac{347,22}{\eta_2} \geq 25 \cdot \phi = 200 \text{ mm}$$

Para boa aderência:  $l_b = 301,35$  mm

Para má aderência:  $l_b = 430,50$  mm



## 1.6 Referências

- [1] Dicionário Brasileiro da Língua Portuguesa Michaelis 2020.
- [2] Monteiro PJM, Miller SA, Horvath A. Towards sustainable concrete. *Nature Mater* 2017;16:698–9. <https://doi.org/10.1038/nmat4930>.
- [3] Gan VJL, Wong CL, Tse KT, Cheng JCP, Lo IMC, Chan CM. Parametric modelling and evolutionary optimization for cost-optimal and low-carbon design of high-rise reinforced concrete buildings. *Advanced Engineering Informatics* 2019;42:100962. <https://doi.org/10.1016/j.aei.2019.100962>.
- [4] Miller SA, Horvath A, Monteiro PJM. Impacts of booming concrete production on water resources worldwide. *Nat Sustain* 2018;1:69–76. <https://doi.org/10.1038/s41893-017-0009-5>.
- [5] Sindicato Nacional da Indústria do Cimento. História do cimento no Brasil 2009.
- [6] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2014.
- [7] Bastos PS dos S. Fundamentos do concreto armado. Bauru: Unesp; 2019.
- [8] Wight JK, MacGregor JG. Reinforced concrete: mechanics and design. 6th ed. Upper Saddle River, N.J: Pearson Prentice Hall; 2012.
- [9] Nogueira de Carvalho JD. Sobre as origens e desenvolvimento do concreto. *Revista Tecnológica* n.d.;17:18.
- [10] Isaia GC. Concreto: ensino, pesquisas e realizações. São Paulo, Brasil: IBRACON; 2005.
- [11] Cowan HJ. A history of masonry and concrete domes in building construction. *Building and Environment* 1977;12:1–24. [https://doi.org/10.1016/0360-1323\(77\)90002-6](https://doi.org/10.1016/0360-1323(77)90002-6).
- [12] Jackson MD, Mulcahy SR, Chen H, Li Y, Li Q, Cappelletti P, et al. Phillipsite and Al-tobermorite mineral cements produced through low-temperature water-rock reactions in Roman marine concrete. *American Mineralogist* 2017;102:1435–50. <https://doi.org/10.2138/am-2017-5993CCBY>.
- [13] Vasconcelos AC de. O concreto no Brasil: Recorde - Realizações - História. vol. I. 2nd ed. São Paulo, Brazil: Pini Editora; 19.



- [14] Gromicko N, Shepard K. The History of Concrete n.d.
- [15] Herzog M. Die Tragwirkung der Risorgimentobrücke in Rom. Beton- Und Stahlbetonbau 1995;90:320–3. <https://doi.org/10.1002/best.199500520>.
- [16] Giongo JS. Concreto Armado: Projeto estrutural de edifícios. São Carlos (SP): Universidade de São Paulo; 2007.
- [17] Bauer LAF. Materiais de Construção. vol. 1. Edição: 6. LTC; 2019.
- [18] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 9935: Agregados - terminologia. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2011.
- [19] Mehta PK, Monteiro PJM. Concrete: microstructure, properties, and materials. Fourth edition. New York: McGraw-Hill Education; 2014.
- [20] Sampaio GS, CARLOS MM. Análise da influência da litologia do agregado graúdo nas propriedades de resistência à compressão e resistividade elétrica do concreto. Construindo 2018;10:9.
- [21] P. Neto BB, Oliveira DRC, Ramos D. Efeitos do tipo, tamanho e teor de agregado graúdo no módulo de deformação do concreto de alta resistência. Matéria (Rio J) 2011;16:690–702. <https://doi.org/10.1590/S1517-70762011000200005>.
- [22] La Serna HA de, Rezende MM. Agregados para a Construção Civil n.d.:34.
- [23] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 7211: Agregados para concreto - especificação. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2009.
- [24] Damo GF. Avaliação do desempenho de diferentes agregados miúdos de britagem em concretos de cimento Portland. Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) - Programa de Pós Graduação Engenharia Civil, 2011.
- [25] Silva GA. Diagnóstico do setor de agregados para construção civil na região metropolitana de Natal - RN. Universidade Federal de Pernambuco (UFPE) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mineral, 2012.
- [26] Fusco PB. Tecnologia do Concreto Estrutural. Edição: 2ª. Pini; 2012.
- [27] Bauer. Materiais de Construção: Novos Materiais Para Construção Civil. vol. 1. Edição: 5. Rio de Janeiro: LTC; 1994.
- [28] Centurione SL. A mineralização do clínquer Portland e seus benefícios tecnológicos n.d.:170.

- [29]Costa EB da, Nobre TRS, Guerreiro AQ, Mancio M, Kirchheim AP. Clínquer Portland com reduzido impacto ambiental. *Ambient constr* 2013;13:75–86. <https://doi.org/10.1590/S1678-86212013000200007>.
- [30]Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 16697: Cimento Portland - requisitos. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2018.
- [31]Ambrozewicz PHL. Materiais de Construção. Normas, Especificações, Aplicação e Ensaio de Laboratório. Edição: 1<sup>a</sup>. Pini; 2012.
- [32]Ferraz H. O Aço na Construção Civil. *Veredas - Revista Eletrônica de Ciências* 2003:1–16.
- [33]Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - especificação. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2007.
- [34]Pfeil W. Estruturas de Aço Dimensionamento Prático: Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800:2008. Edição: 8. LTC; 2008.
- [35]Belgo - Grupo Arcelor. Processo de Fabricação Belgo 50 e Belgo 60. --.
- [36]Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 8953: Concreto para fins estruturais. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2015.
- [37]Medeiros R, Pereira BA, Sipp G, Delfino T. Investigation of the influence of different surface regularization methods for cylindrical concrete specimens in axial compression tests. *Rev IBRACON Estrut Mater* 2017;10:568–91. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952017000300003>.
- [38]Rauecker JCN, Pereira Junior WM, Pituba JJ de C, Araújo D de L. Uma abordagem experimental e numérica para determinação de curvas de compressão para concreto simples e reforçados com fibras de aço. *Matéria (Rio J)* 2019;24:e12476. <https://doi.org/10.1590/s1517-707620190003.0758>.
- [39]Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 1994.
- [40]Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2015.

- [41]Carvalho RC, Filho JRDF. Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: Segundo a NBR 6118:2014. Edição: 4. Edufscar; 2014.
- [42]Pinheiro LM, Muzardo CD, Santos SP. Fundamentos do concreto e projeto de edifícios - Capítulo 2. 2003.
- [43]Araújo JM de. Curso de concreto armado. vol. 1. Dunas; 2014.
- [44]Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 8522: Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2017.
- [45]Rusch H. Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete. JP 1960;57. <https://doi.org/10.14359/8009>.
- [46]Couto D, Carvalho M, Cintra A, Helene P. Concrete structures. Contribution to the safety assessment of existing structures. Rev IBRACON Estrut Mater 2015;8:365–89. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952015000300007>.
- [47]Sussekkind JC. Curso de concreto: concreto armado. vol. 1. Globo; 1989.
- [48]Neto RCDFC. Estudo experimental sobre os efeitos da fluência do concreto em pilares esbeltos. Mestre em ciências de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2004. <https://doi.org/10.17771/PUCRio.acad.6627>.
- [49]Leonhardt F, Monning E. Construções de Concreto: Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. vol. 1. Edição: 1ª. Interciência; 1977.
- [50]Souza MLM de. Estudo de fluência e retração na análise de um tabuleiro em vigas múltiplas de uma ponte rodoviária. Bacharelado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), 2014.
- [51]Barbosa MD de A. Análise de flechas em vigas de concreto armado. Universidade Federal do Ceará, 2010.
- [52]Monteiro QAB. Avaliação da necessidade de juntas de dilatação em estruturas porticadas de betão armado. Mestre em Engenharia Civil. Universidade do Porto, 2008.
- [53]Castro CM de. Concreto de alto desempenho: estudo da aderência com a armadura sob ações repetidas. Mestrado em Estruturas. Universidade de São Paulo, 2016. <https://doi.org/10.11606/D.18.2016.tde-31032016-143003>.

- [54]Brisotto D de S. Um modelo elasto-plástico para a análise da aderência em peças de concreto armado. Doutor em Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 2011.
- [55]Doria MR, Sales ATC, Andrade NF de A. Bond strength between steel-concrete and between concretes with different ages in structural rehabilitation. *Rev IBRACON Estrut Mater* 2015;8:604–24. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952015000500004>.
- [56]Fusco PB. Técnica de Armar as Estruturas de Concreto. Edição: 2ª. Pini; 2013.
- [57]Bastos PS dos S. Ancoragem e emenda de armaduras. Bauru: Unesp; 2018.