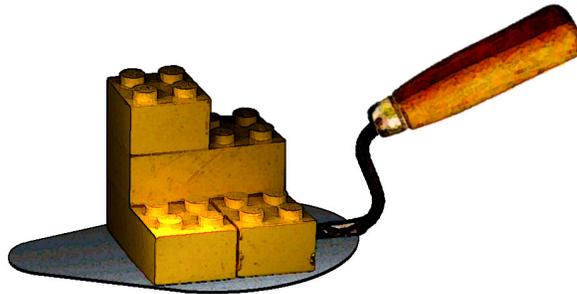




Universidade Federal de São Carlos  
Pró-Reitoria de Extensão  
**Departamento de Engenharia Civil**



**Curso de Especialização**  
**Pós-Graduação *Lato Sensu***

# **Tecnologia e Gestão de Sistemas Construtivos de Edifícios**

**Apostila da Disciplina**  
**Tecnologia de Produção de Edificações em Concreto Armado**

**Prof. M.Sc. Luís Otávio Cocito de Araújo**  
**Prof. M.Sc. Tomás Mesquita Freire**

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>APRESENTAÇÃO</b> .....	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>O SISTEMA DE FÔRMAS</b> .....	<b>6</b>
2.1	FÔRMAS PARA CONCRETO .....	6
2.1.1	<i>Funções do sistema de fôrmas</i> .....	7
2.1.2	<i>Cargas atuantes nas fôrmas</i> .....	8
2.1.3	<i>Nomenclatura básica</i> .....	11
2.1.3.1	Pilares .....	14
2.1.3.2	Vigas .....	16
2.1.3.3	Lajes .....	18
2.1.3.4	Sistema completo .....	18
2.1.4	<i>Materiais empregados nas fôrmas</i> .....	19
2.1.4.1	Molde .....	20
2.1.4.2	Cimbramento .....	25
2.1.4.2.1	Escoramento e vigamento .....	25
2.1.4.2.2	Travamento .....	26
2.1.4.2.3	Mãos-francesas .....	27
2.1.4.2.4	Acessórios .....	27
2.1.5	<i>Os sistemas de fôrmas para concreto disponíveis: classificação e descrição</i> .....	28
2.1.5.1	Caracterização dos sistemas .....	28
2.1.5.1.1	Fôrmas para elementos verticais .....	29
2.1.5.1.2	Fôrmas para elementos horizontais .....	34
2.1.5.2	O mercado de sistemas de fôrmas .....	38
<b>3</b>	<b>O PROCESSO DE PRODUÇÃO DAS ARMADURAS</b> .....	<b>42</b>
3.1	DEFINIÇÕES DE NOMENCLATURA .....	42
3.2	MATÉRIA-PRIMA .....	44
3.3	ESPECIFICAÇÕES E CARACTERÍSTICAS .....	45
3.3.1	<i>Massa Linear</i> .....	46
3.3.2	<i>Propriedades mecânicas</i> .....	48
3.3.3	<i>Dobramento</i> .....	49
3.3.4	<i>Aderência</i> .....	51
3.4	AFERIÇÃO DA QUALIDADE DO AÇO .....	52
3.5	O EMPREGO DE ARMADURAS DE AÇO .....	53
3.5.1	<i>Disposições construtivas gerais das armaduras</i> .....	56
3.5.1.1	Afastamento mínimo das barras .....	57
3.5.1.2	Ancoragem das armaduras .....	57
3.5.1.2.1	Ancoragem por meio de dispositivos mecânicos .....	59
3.5.1.3	Emendas das barras das armaduras .....	59
3.5.1.4	Cobrimento das armaduras .....	60
3.5.2	<i>Disposições Construtivas Específicas quanto aos Principais Elementos Estruturais das Edificações</i> .....	61
3.5.2.1	Armadura dos Pilares .....	61
3.5.2.1.1	Considerações gerais sobre o elemento estrutural .....	61
3.5.2.1.2	Arranjos Longitudinais das Armaduras dos Pilares .....	62
3.5.2.1.3	Arranjos Transversais das Armaduras dos Pilares .....	63

3.5.2.2	Armadura das Vigas .....	64
3.5.2.2.1	Considerações gerais sobre o elemento estrutural.....	64
3.5.2.2.2	Arranjos Longitudinais das Armaduras .....	65
3.5.2.2.3	Arranjos Transversais das Armaduras .....	65
3.5.2.3	Armaduras das Lajes .....	66
3.5.2.3.1	Considerações gerais sobre o elemento estrutural.....	66
3.5.2.3.2	CrITÉRIOS de Arranjo Geral .....	67
3.5.2.3.3	Arranjos Longitudinais das Armaduras .....	68
3.5.2.3.4	Arranjos Transversais das Armaduras .....	68
<b>4</b>	<b>CONCRETAGEM.....</b>	<b>69</b>
4.1	O CONCRETO E AS SUAS FORMAS DE PRODUÇÃO .....	69
4.2	A EXECUÇÃO DA CONCRETAGEM .....	70
4.2.1	<i>Recebimento</i> .....	70
4.2.2	<i>Transporte</i> .....	70
4.2.3	<i>Aplicação</i> .....	73
4.2.3.1	Lançamento .....	73
4.2.3.2	Espalhamento.....	74
4.2.3.3	Adensamento .....	75
4.2.3.4	Acabamento superficial .....	76
4.2.3.5	Cura .....	78
4.3	CONTROLE DO PROCESSO DE CONCRETAGEM .....	79

# 1 APRESENTAÇÃO

A estrutura de concreto armado é resultado da combinação entre o concreto e o aço. Porém, para a sua execução, não é suficiente apenas a presença desses dois materiais; é necessária a presença de um molde que estabeleça as suas formas e dimensões e que sejam embutidos os elementos necessários à sua integração com os demais subsistemas.

Face a essa realidade, o estudo da produção de estruturas de concreto armado deve contemplar, além dos serviços de armação e concretagem, os relativos às fôrmas e embutidos.

A Figura 1.1 apresenta um esquema genérico para a produção de estruturas de concreto armado a partir dos serviços que a compõem, ajudando a perceber como eles estão distribuídos.

Vale ressaltar que o aço pode ser recebido pré-cortado e pré-dobrado ou em telas soldadas, eliminando as etapas de corte e dobra, e que os painéis de fôrma podem ser adquiridos prontos, retirando do canteiro as etapas de recebimento de materiais e confecção dos painéis. Além disso, dependendo da seqüência construtiva adotada, a montagem das armações dos pilares pode acontecer antes, durante ou, eventualmente, depois da montagem das fôrmas dos pilares.

Em função da complexidade dos serviços relativos a execução de estruturas de concreto armado, esta apostila buscará caracterizá-los isoladamente, apresentando as suas definições, funções, materiais constituintes e processos de execução. Depois disto, abordar-se-á a interação entre os mesmos.

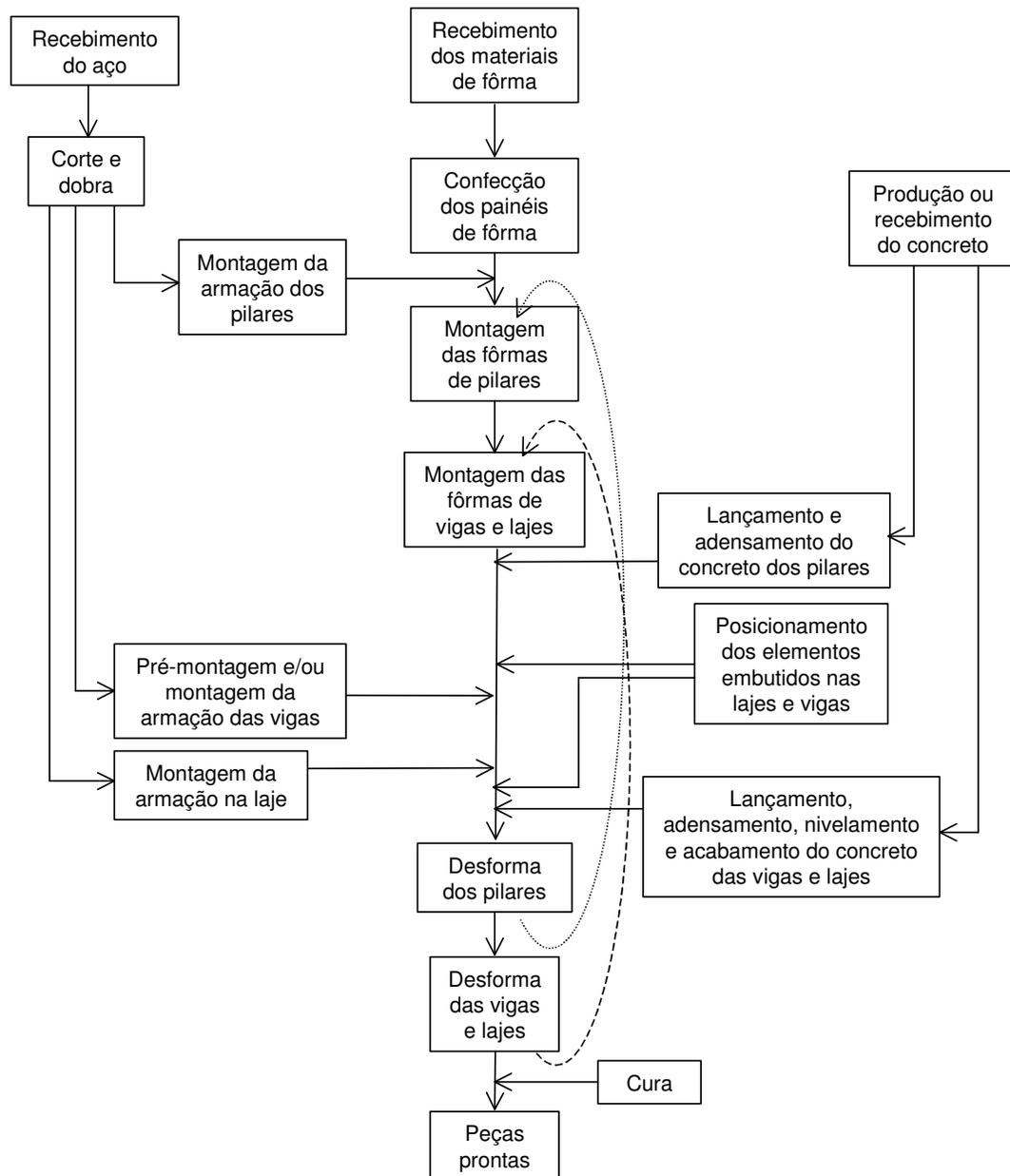


Figura 1.1 – Esquema genérico da produção de elementos de concreto armado.

## 2 O SISTEMA DE FÔRMAS

### 2.1 Fôrmas para concreto

Sob o ponto de vista econômico, o serviço de fôrmas é extremamente significativo. Diversos autores decompueram os custos referentes à execução da estrutura de concreto, conforme se apresenta nas Tabelas Tabela 2.1 Tabela 2.2 e Tabela 2.3, concluindo a majoritária participação deste serviço sobre o total.

Tabela 2.1 – Decomposição dos custos de estrutura de concreto armado para edificação de múltiplos pavimentos (CONCRETE SOCIETY, 1995).

Item	Custo do material	Custo da mão-de-obra e central de processamento	Participação no custo da estrutura
Concreto	12%	8%	20%
Aço	19%	6%	25%
Sistema de fôrmas	8%	27%	35%
Outros*	13%	7%	20%
Total	52%	48%	100%

\* embutidos, distanciadores etc

Tabela 2.2 – Decomposição dos custos da estrutura de concreto armado de um edifício bancário (BUKHART, 1994).

Item	Mão-de-obra	Material	Equipamento	Overhead & lucro	TOTAL
Fôrma	25%	8%	4%	8%	45%
Aço	6%	13%	1%	2%	22%
Concreto	3%	14%	2%	1%	20%
Acabamentos	8%	2%	1%	2%	13%
Total	42%	37%	8%	13%	100%

Tabela 2.3 - Decomposição dos custos da estrutura de concreto armado de um edifício de escritórios típico com seis andares (ALDANA, 1991).

Item	Participação no custo da estrutura
Concreto	27,5%
Aço	33,0%
Fôrma	39,5%

Diversos outros estudos também calcularam a representatividade das fôrmas no custo da estrutura. HURD (1995) afirma que o número varia entre 35 e 60%; o *Centre Scientifique et Technique de la Construction* (CSTC, 1973), entre 40 e 60%; o *Comite Euro-International du Beton* (CEB, 1976), entre 30 e 50%; e o *Conseil International du Bâtiment* (CIB, 1985), entre 30 e 60%.

Portanto, pode-se afirmar que a participação das fôrmas na composição do custo das estruturas de concreto armado de edificações de múltiplos pavimentos varia entre 30 e 60%, demonstrando o seu importantíssimo papel na execução das estruturas de concreto e na construção da edificação como um todo.

Paralelamente ao seu relevante custo direto, a estrutura tem grande peso na determinação do prazo e da qualidade da obra, sendo um dos caminhos críticos mais longos, determinando o início da execução de quase todos os serviços subseqüentes. Diante disso, o aumento da produtividade da mão-de-obra e a redução dos desperdícios de materiais nos serviços de estruturas é de importância estratégica para o empreendimento, tanto pela sua participação, em torno de 10% do custo total da obra, como pela sua influência nos prazos e qualidade do empreendimento.

No que diz respeito aos prazos, a fôrma rege a execução da estrutura, definindo o início da montagem das armaduras e, conseqüentemente, a concretagem após o seu término.

Quanto à qualidade, é responsável pelo prumo, nível e alinhamento da estrutura, que, por sua vez, é o gabarito dos demais subsistemas, tais como vedações verticais, revestimentos internos (pisos e paredes), revestimentos de fachada, instalações elétricas e hidráulicas e outros. Portanto, constitui uma atividade vultosa, que exerce, sobretudo, grande influência sobre os custos e a qualidade de diversos outros serviços.

### **2.1.1 Funções do sistema de fôrmas**

A definição de **sistema de fôrmas** baseia-se na definição de *sistema*, que é entendido como sendo a combinação de um conjunto de peças integradas, atendendo a uma função específica. Portanto, **sistema de fôrmas** consiste em um conjunto de elementos combinados em harmonia com o objetivo de atender às funções a ele atribuídas.

Dentro da execução das estruturas de concreto, BARROS & MELHADO (1993) atribuem ao sistema de fôrmas três funções básicas:

- moldar o concreto;
- conter o concreto fresco e sustentá-lo até que tenha resistência suficiente para se sustentar por si só; e
- proporcionar à superfície do concreto a textura requerida.

Porém, cabem também ao sistema algumas outras atribuições. Entre elas, pode-se citar:

- servir de suporte para o posicionamento da armação, permitindo a colocação de espaçadores para garantir os cobrimentos;
- servir de suporte para o posicionamento de elementos das instalações e outros itens embutidos;
- servir de estrutura provisória para as atividades de armação e concretagem, devendo resistir às cargas provenientes do seu peso próprio, além das de serviço, tais como pessoas, equipamentos e materiais;

- proteger o concreto novo contra choques mecânicos; e
- limitar a perda de água do concreto, facilitando a cura.

Verifica-se que são muitas as responsabilidades das fôrmas, mostrando o quão relevante é a necessidade de garantir o seu desempenho através da sua concepção, do seu dimensionamento e da sua execução.

### **2.1.2 Cargas atuantes nas fôrmas**

Para a melhor concepção e cálculo dos elementos constituintes do sistema de fôrmas, evitando inadequações ou erros nos dimensionamentos, que acarretariam sobrecustos desnecessários, riscos de falência ou deformações excessivas, é imprescindível conhecer as cargas atuantes, tanto na intensidade quanto na forma de aplicação.

Segundo CRISTIANI (1995), em se tratando de uma estrutura provisória, as cargas a serem consideradas são aquelas devidas ao peso do concreto armado, ao peso próprio do sistema de fôrmas e às cargas acidentais. Estas últimas são provenientes das vibrações e peso dos equipamentos, dos materiais e do tráfego de pessoas sobre o assoalho, durante as operações de armação, lançamento e adensamento do concreto.

HURD (1995) levanta ainda a necessidade de contemplar os carregamentos provenientes do escoramento dos pavimentos acima do em questão, que ainda não adquiriram capacidade de suporte, citando alguns fatores que influem na pressão lateral do concreto, entre eles:

- peso próprio do concreto;
- velocidade de lançamento do concreto;
- altura do elemento estrutural;
- altura de lançamento do concreto;
- vibração proveniente do adensamento; e
- temperatura do concreto.

Embora todos os carregamentos sejam importantes, os devido ao peso do concreto são, de um modo geral, mais significativos e recebem maior atenção dos projetistas de fôrmas. CRISTIANI (1995), baseado na NBR 7190 (ABNT, 1995) e na sua experiência, considera a carga acidental como 10% do peso próprio do concreto.

Para a avaliação dos esforços que agem sobre as fôrmas, consideram-se as cargas verticais, horizontais e oblíquas provenientes de inclinações no molde.

Para as fôrmas de lajes planas, as cargas verticais são as mais importantes; porém, solicitações oriundas da ação do vento ou de choques laterais podem gerar cargas horizontais. O carregamento vertical esquemático, bem como a sua deformação resultante, é visto na Figura 2.1.

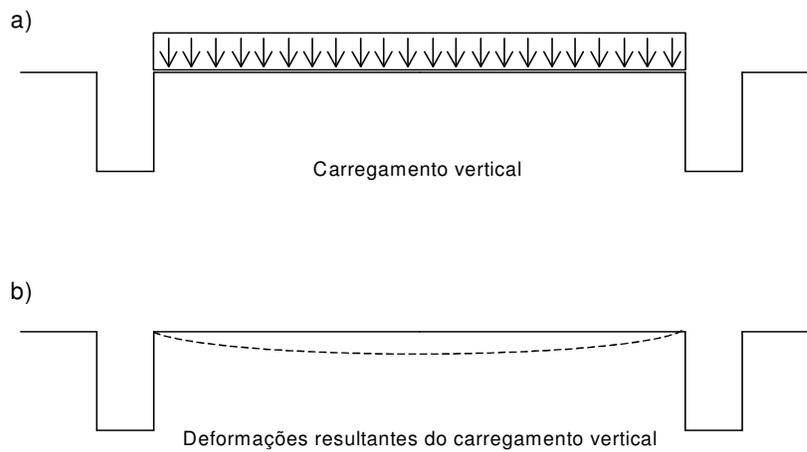


Figura 2.1 - Representação esquemática das fôrmas da laje: a) carregamento; b) deformação.

As fôrmas de vigas, diferentemente das de lajes, recebem cargas verticais e horizontais, representadas pelos esquemas das Figura 2.2 e Figura 2.3.

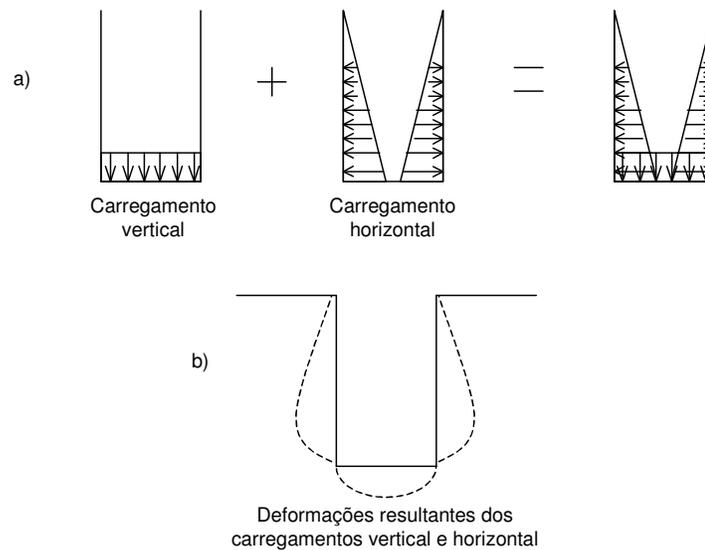


Figura 2.2 - Corte transversal de viga representando esquematicamente: a) cargas verticais e horizontais; b) deformações das fôrmas.

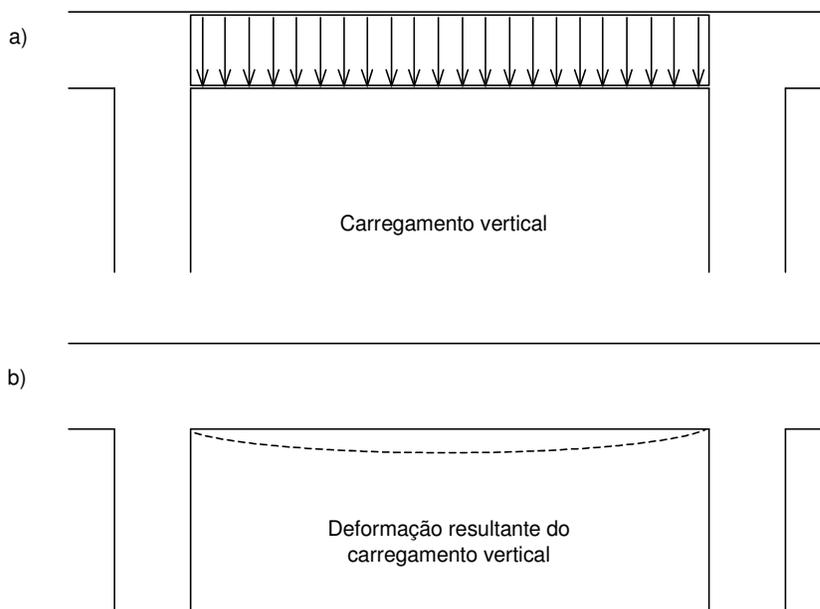


Figura 2.3 - Corte longitudinal de viga representando esquematicamente: a) cargas verticais; b) deformação das fôrmas.

As fôrmas dos pilares, por sua vez, são fundamentalmente solicitadas pelos carregamentos horizontais provenientes da pressão lateral do concreto, representados esquematicamente pelas Figura 2.4 e Figura 2.5.

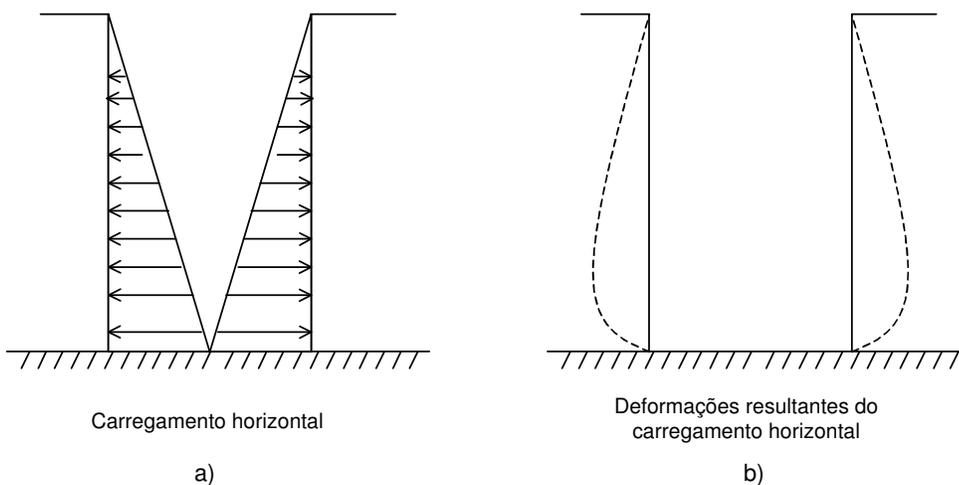


Figura 2.4 - Vista de pilar representando esquematicamente: a) cargas horizontais; b) deformação das fôrmas.

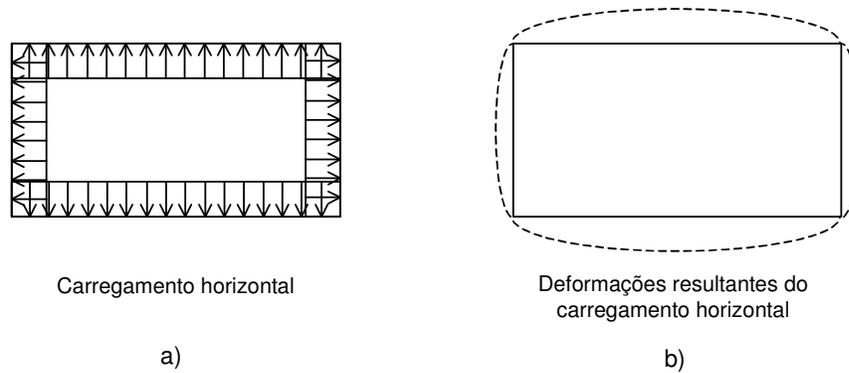


Figura 2.5 - Corte transversal de pilar representando esquematicamente: a) cargas horizontais; b) deformações das fôrmas.

As fôrmas das escadas, e demais peças inclinadas, têm um carregamento oblíquo, resultante das cargas verticais, representados esquematicamente pela Figura 2.6.

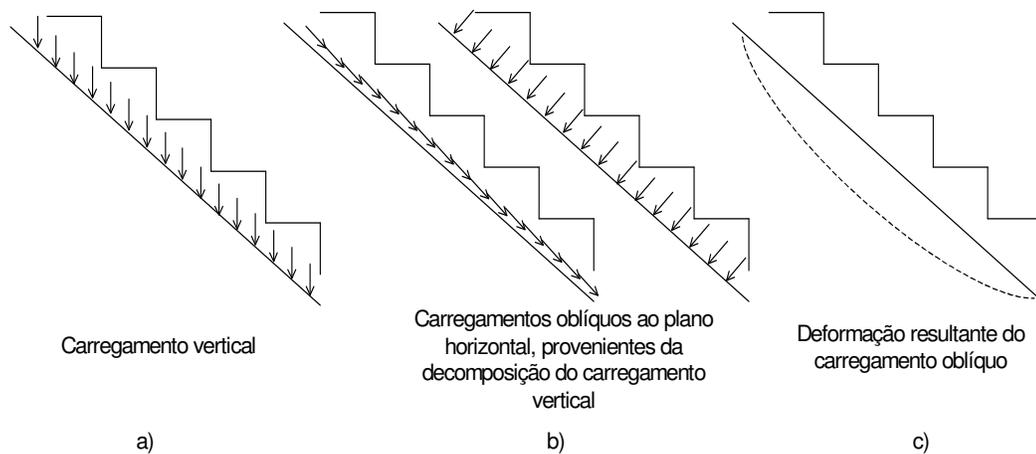


Figura 2.6 - Representação esquemática das fôrmas de escada: a) carregamentos; b) deformação.

### 2.1.3 Nomenclatura básica

Existem hoje no mercado diversos sistemas de fôrmas. Esses sistemas incluem uma grande variedade de equipamentos, componentes e materiais. Observa-se, porém, que

não há um consenso na nomenclatura adotada por projetistas de fôrmas, projetistas de estruturas, engenheiros, fornecedores e operários.

Essa grande variação de terminologias acontece em função de diferenças regionais, de traduções de bibliografias e nomes de equipamentos estrangeiros, de determinadas marcas que são associadas aos produtos entre outros; enfim, muitos são os motivos para haver confusão quanto às terminologias utilizadas.

Para se estabelecer uma nomenclatura a ser utilizada, é interessante fazer, primeiramente, uma divisão de acordo com os elementos constituintes de um sistema de fôrmas.

A partir de classificações propostas por algumas bibliografias e de termos adotados por profissionais e fabricantes, verificou-se que algumas definições deixam margem a dúvidas e compreensões ambíguas.

Diante disso, propõe-se uma conciliação de diversas classificações existentes para os elementos do sistema de fôrmas, de modo a facilitar o entendimento e o desenvolvimento deste trabalho, conforme classificação esquematizada na Figura 2.7, onde:

- **MOLDE:** é a parte do sistema que dá a forma à peça, entrando em contato com a superfície do concreto. Normalmente é composto por painéis, que podem ser estruturados ou não. Os painéis estruturados são os que possuem peças complementares para o enrijecimento fixadas permanentemente; já os não estruturados, não possuem nenhum elemento fixado permanentemente.
- **CIMBRAMENTO:** é o conjunto de elementos que absorve ou transfere para um local seguro as cargas que atuam nas fôrmas. Pode ser dividido em quatro grupos: i) escoramento: peças verticais sujeitas aos esforços de compressão; ii) vigamento: peças horizontais sujeitas aos esforços de flexão originados pelos carregamentos verticais; iii) travamento: peças verticais ou horizontais sujeitas aos esforços de tração e/ou flexão originados pelos carregamentos horizontais; iv) mãos-francesas: peças inclinadas para contenção horizontal.
- **ACESSÓRIOS:** é o conjunto de peças que auxiliam o desempenho das outras.

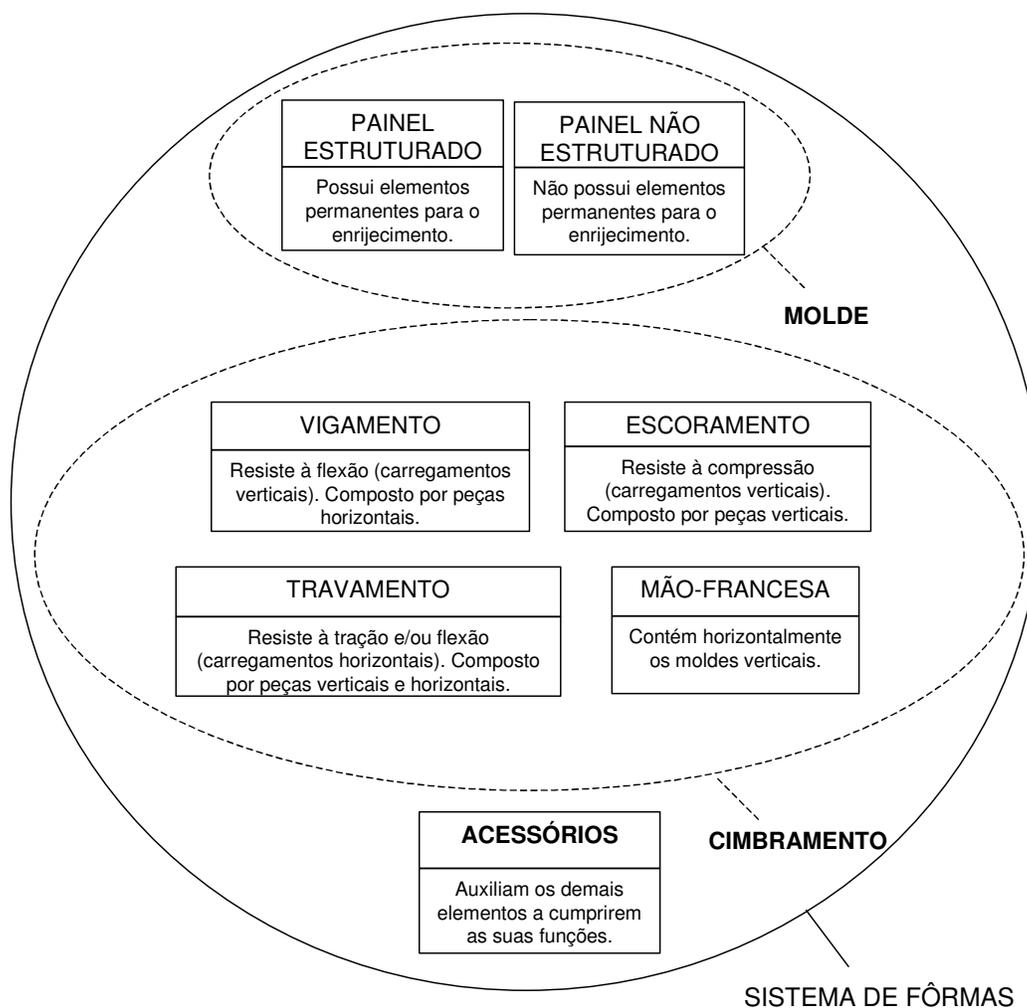


Figura 2.7 – Elementos constituintes do sistema de fôrmas e suas respectivas funções.

Dentro de cada classificação citada, existem diversas outras denominações igualmente empregadas no mercado. Alguns destes nomes mais utilizados vão ser citados ao longo do trabalho sem, no entanto, perder-se a conceituação aqui apresentada.

Com o objetivo de tornar mais detalhada a classificação dos elementos constituintes, apresentam-se algumas representações gráficas simplificadas de um sistema de fôrmas convencional no âmbito dos principais elementos constituintes da estrutura, quais sejam pilares, vigas e lajes.

### 2.1.3.1 Pilares

As Figura 2.8, Figura 2.9 e Figura 2.10 referem-se aos elementos das fôrmas para pilares.

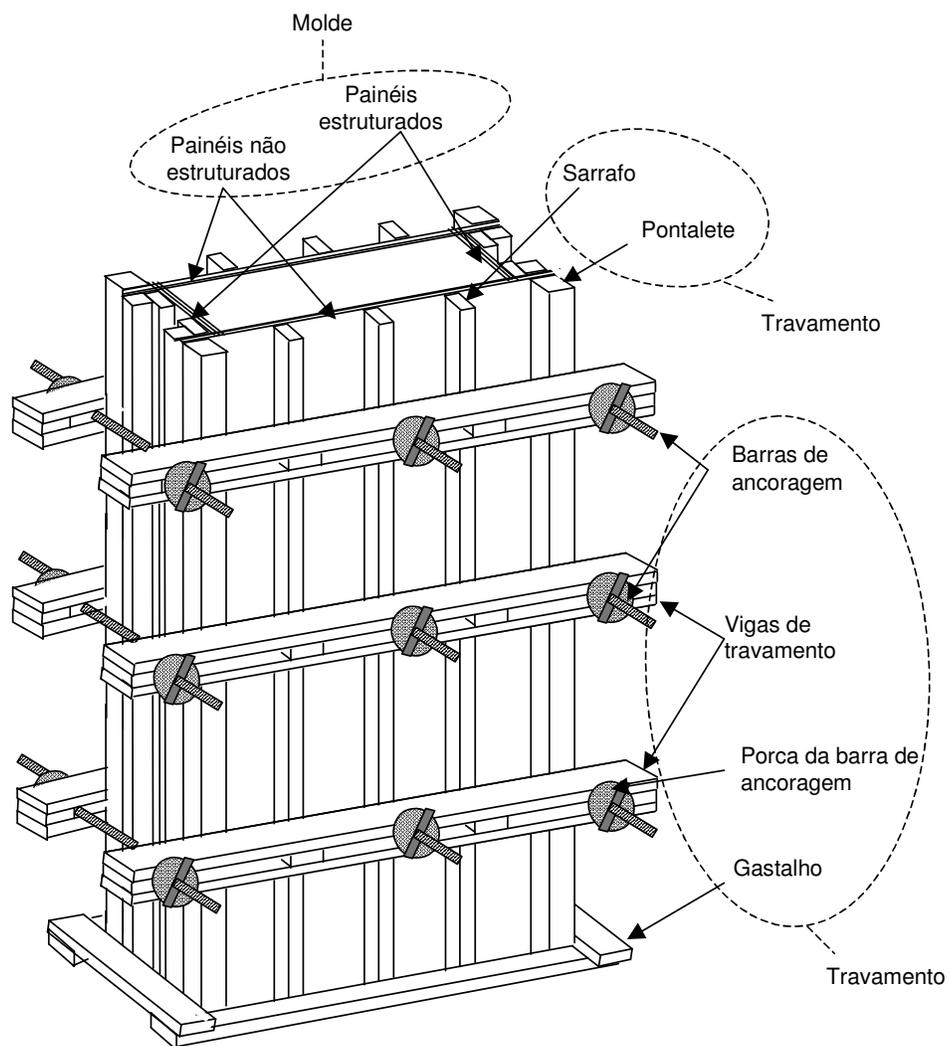


Figura 2.8 – Perspectiva de uma fôrma para pilar com molde formado por painéis estruturados (painéis menores) e não estruturados (painéis maiores) e com travamento constituído por sarrafos, pontaletes, vigas horizontais e barras de ancoragem.

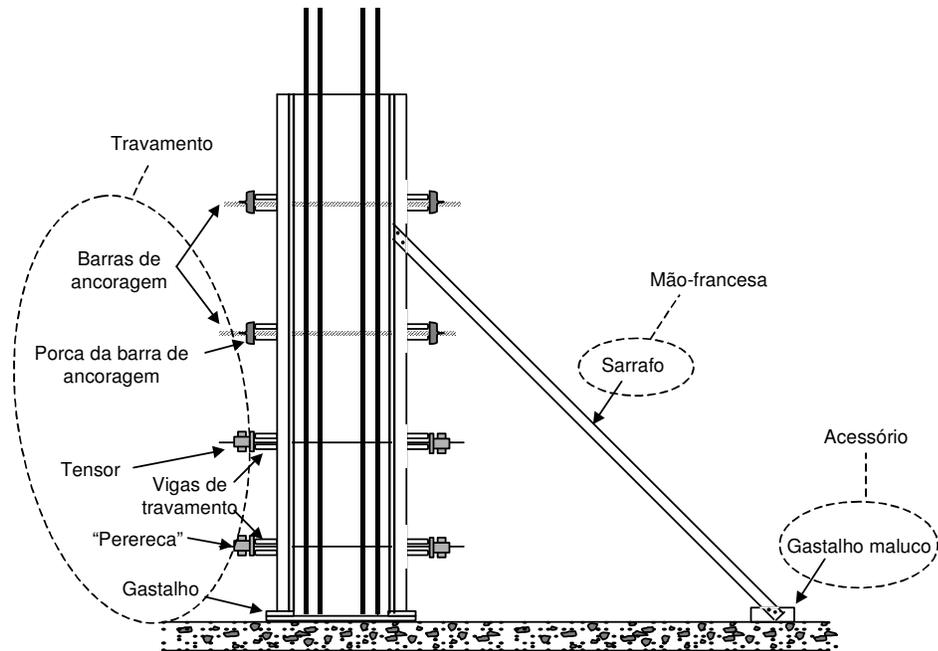


Figura 2.9 – Corte do pilar com fôrma com travamento composto por vigas de travamento, barras de ancoragem e tensores e mão-francesa com sarrafo.

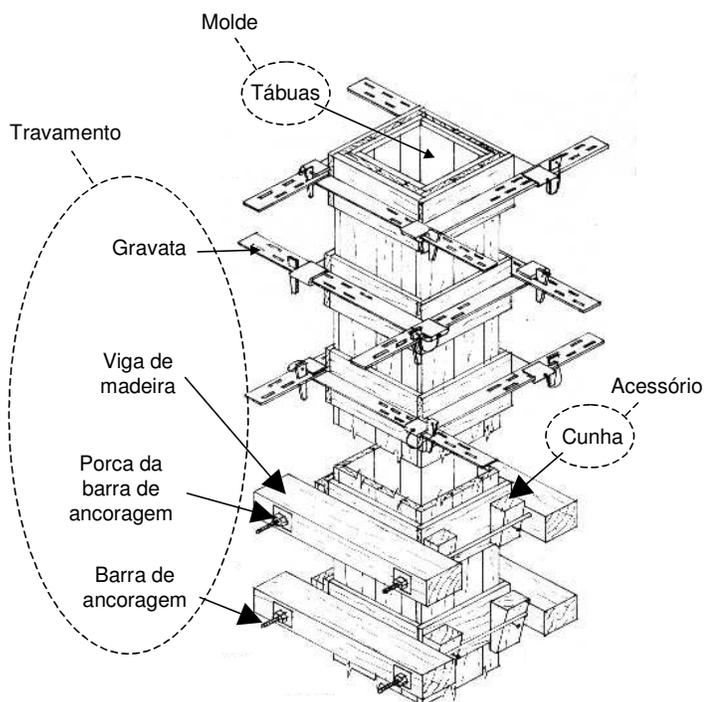


Figura 2.10 – Esquema genérico de fôrma para pilar com molde em tábuas e travamento constituído por gravatas metálicas e vigas de travamento em madeira com barras de ancoragem (PETERS, 1991).

De um modo geral, o molde é constituído por painéis laterais e de fundo. Os painéis laterais caracterizam-se por serem maiores e travarem os painéis de fundo, sendo um deles, necessariamente, o último a ser posicionado.

Gravata é o nome dado a um tipo específico de **travamento**, onde as peças que o constituem estão associadas a todos os painéis.

Os ganchos atuam como "gravatas de pé-de-pilar" e, além de terem a função de locar os pilares, são responsáveis por conter o empuxo do concreto na parte inferior da fôrma, caracterizando-se como **travamento**.

Os tensores ou barras de ancoragem, também chamados de tirantes, são classificados como **travamento** e resistem à tração proveniente do empuxo do concreto. Podem ser divididos em três tipos: barras de ancoragem com porcas, formados por barras roscadas; tensores, formados por fios de aço ( $\phi = 5$  ou  $6,3\text{mm}$ ), presos com cunhas metálicas denominadas "pererecas"; ou fios de aço CA-25, mais maleáveis, amarrados em vigas de travamento.

As grades, também classificadas como **travamento**, são constituídas por sarrafos e/ou pontaletes associados na posição vertical e horizontal. Diferem-se dos pontaletes e sarrafos utilizados individualmente por possuírem esses elementos associados permanentemente.

As vigas de travamento, que resistem à flexão originada pelo carregamento horizontal, podem ser posicionadas na horizontal ou na vertical.

### 2.1.3.2 Vigas

As Figura 2.11, Figura 2.12 e Figura 2.13 referem-se aos elementos das fôrmas para vigas.

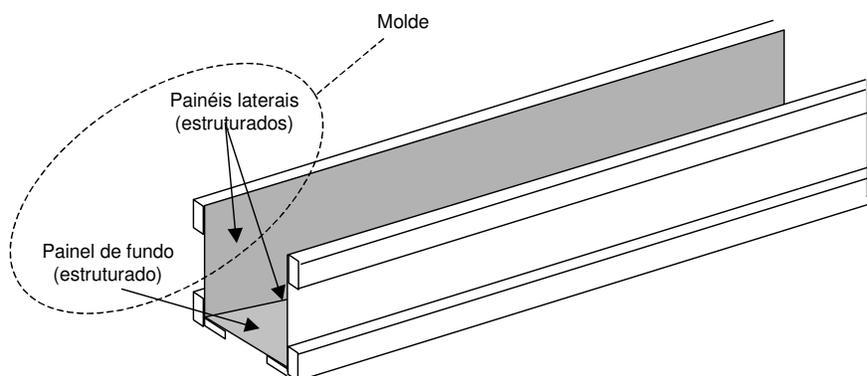


Figura 2.11 – Perspectiva de uma fôrma tradicional para viga, com molde em chapa de compensado estruturado com sarrafos.

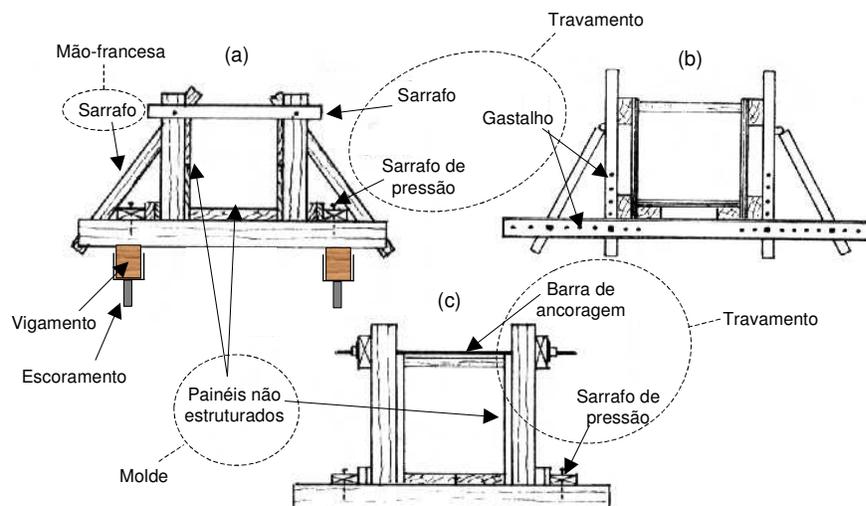


Figura 2.12 – Diferentes tipos de estruturação e travamento do molde de viga: a) painéis não estruturados em tábuas, mão francesa em sarrafo e travamento com sarrafo pregado na parte superior e sarrafo de pressão; b) painéis em chapa de compensado estruturados com sarrafos e travamento com gastejo metálico; c) painéis em tábua estruturados com pontaletes e travamento com sarrafo de pressão e barra de ancoragem (Adaptado de PETERS, 1991).

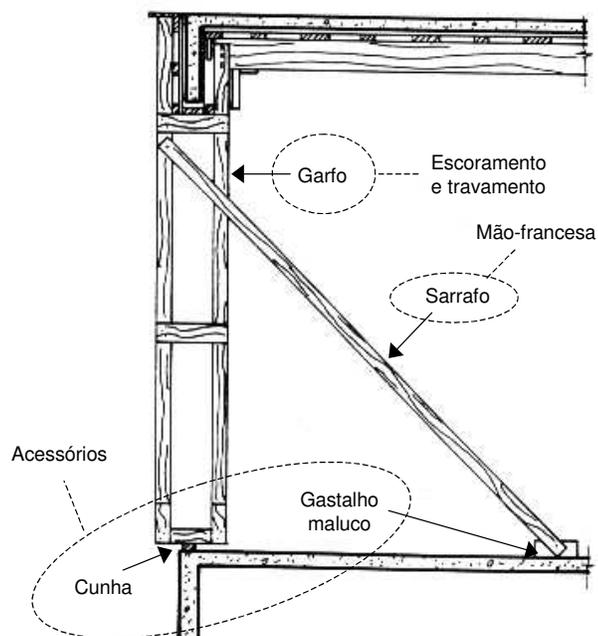


Figura 2.13 – Corte de fôrma de viga de borda com escoramento/travamento com garfo de madeira e mão-francesa em sarrafo (CRISTIANI, 1995).

Os painéis das vigas podem ter a estruturação longitudinal (sarrafos paralelos na direção da viga), transversal (sarrafos transversalmente à viga), ou mista.

As fôrmas de vigas podem possuir dois tipos de mão-francesa. A primeira é utilizada para travar o molde (Figura 2.12a), enquanto que a segunda tem a função de garantir o posicionamento do conjunto, sendo presa na laje já concretada e na escora ou garfo (Figura 2.13).

Os gachalhos de viga, similarmente aos de pilar, têm a função de resistir às pressões laterais do concreto, atuando como **travamento**.

Os tirantes também podem ser utilizados para fazer o **travamento** das vigas. Esses tirantes podem ser presos na estruturação do molde ou em vigas de travamento.

Os garfos de madeira atuam tanto como **escoramento** quanto como **travamento**.

### 2.1.3.3 Lajes

A Figura 2.14 apresenta elementos das fôrmas para laje.

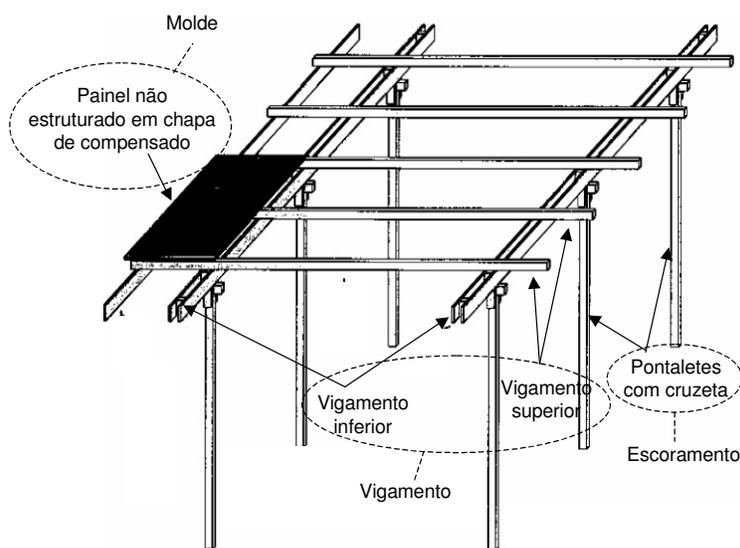


Figura 2.14 – Esquema de fôrma para laje com escoramento pontual em madeira.

O suporte do molde da laje pode ser composto por um vigamento superior e um inferior, formando uma trama, bem como por um vigamento único.

O vigamento pode se apoiar em escoras pontuais ou torres, tanto de madeira quanto metálicas. E todos os casos, são classificadas como **escoramento**.

### 2.1.3.4 Sistema completo

A Figura 2.15 mostra uma visão geral de um sistema de fôrmas.

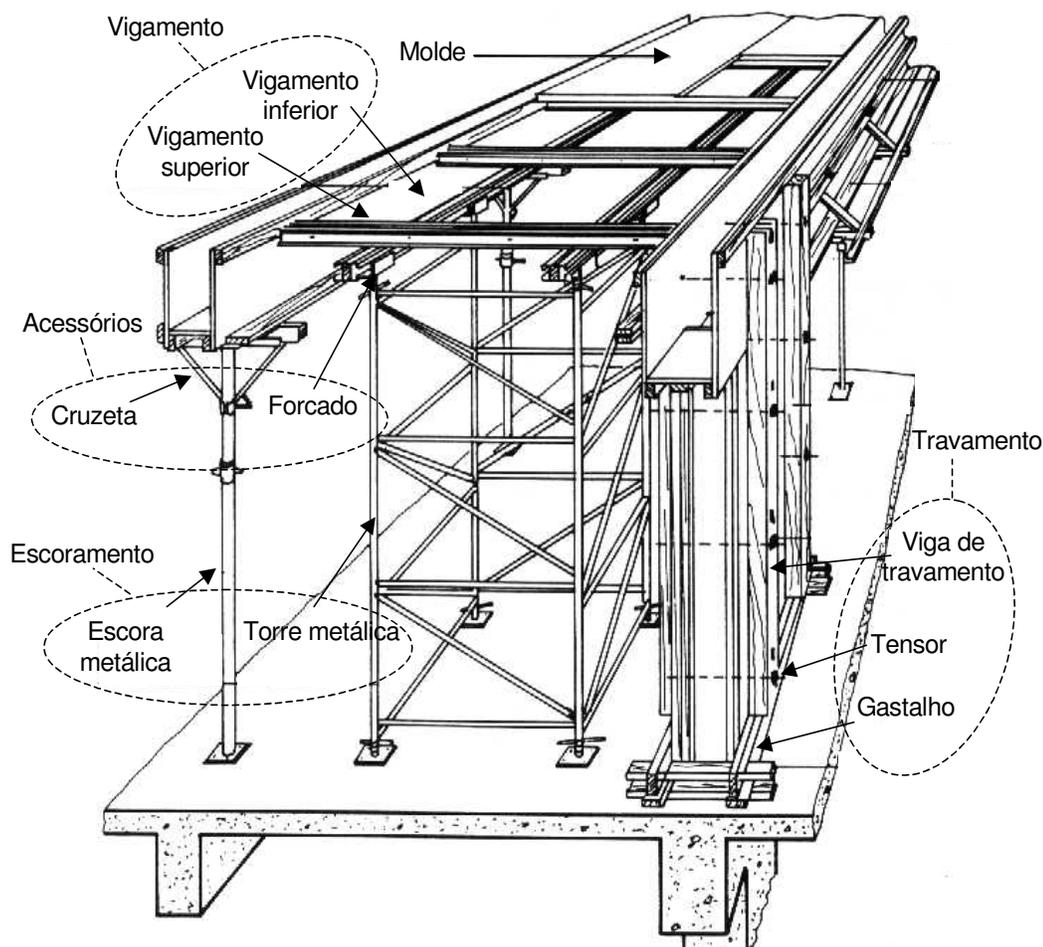


Figura 2.15 – Visão geral de um sistema de fôrmas (CRISTIANI, 1995).

#### 2.1.4 Materiais empregados nas fôrmas

Por muito tempo a madeira foi o único material utilizado nas fôrmas; porém, com o passar dos anos e a exploração indistinta e desordenada deste recurso natural, a madeira foi se tornando escassa, aumentando o seu custo e diminuindo a sua qualidade.

A falta de conscientização de muitas madeireiras no corte indiscriminado das árvores e o descaso das autoridades com a preservação das florestas nativas têm sido responsáveis pela devastação de enormes áreas, visto que, segundo ABIMCI (2000), apenas 15% de toda a madeira consumida no país advém de reflorestamentos e 85% de florestas nativas.

O resultado disso é uma redução drástica da flora e da fauna, gerando inúmeros problemas para o homem, e o aumento no custo da madeira.

Como se não bastasse, esse sistema tradicional, com o emprego primordial da madeira, é caracterizado pelo alto consumo de mão-de-obra e significativos desperdícios.

Essa realidade, juntamente com o aumento do custo da mão-de-obra e o aumento potencial da precisão geométrica e da necessidade de economia na construção, além da

introdução de princípios de industrialização, trouxeram contínuas mudanças nesse cenário.

Novos materiais foram adaptados para a construção e novas formas de utilização de materiais tradicionais foram incorporadas. Plástico, fibra de vidro, aço, alumínio, borracha e papel, tanto no estado natural quanto na forma de pré-fabricados, além da madeira industrializada em chapas de compensado, ajudaram as fôrmas a enfrentar os novos desafios da engenharia e da arquitetura.

A seleção dos materiais para um sistema de fôrmas é algo de extrema importância, pois dela dependerá o desempenho técnico e financeiro do conjunto, devendo ser baseada na economia, na segurança e na qualidade.

Buscando um melhor entendimento da utilização dos diversos materiais, o sistema de fôrmas será dividido conforme os seus elementos constituintes.

#### **2.1.4.1 Molde**

Na escolha do material para o molde é necessário considerar: o seu acabamento superficial, responsável pela textura do concreto; a sua resistência à flexão, influenciando na maior ou menor necessidade de elementos para o seu enrijecimento; o seu potencial de reutilização, permitindo a diluição dos custos por meio da repetitividade do processo; a sua manuseabilidade, considerando-se peso e dimensões; e o seu custo.

Os materiais mais empregados nos moldes das fôrmas são os seguintes:

**Madeira** – Na forma de peças serradas ou de chapas de madeira compensada. As tábuas e sarrafos, devido à falta de padronização dimensional, bem como ao seu rústico acabamento superficial<sup>5</sup> e à dificuldade de desforma, têm o seu uso atual restrito a situações com poucas repetições, em que as peças de concreto não ficarão expostas e a sua geometria não influenciará em outros serviços. As chapas de madeira compensada são divididas em dois tipos: as chapas resinadas e as chapas plastificadas. São os componentes mais utilizados nos moldes das fôrmas para edificações, devido a diversos fatores: bom acabamento superficial; facilidade de montagem e desmontagem; adequação aos diversos formatos de peças; capacidade de aproveitamento em mais de um tipo de peça estrutural; domínio da mão-de-obra; facilidade de aquisição etc. A Figura 2.16 mostra, esquematicamente, uma fôrma com molde em tábuas, enquanto que a Figura 2.17 apresenta uma chapa de madeira compensada, detalhando as suas lâminas.

---

<sup>5</sup> Às vezes, pode ser interessante, do ponto de vista estético, a utilização de madeira serrada para gerar uma superfície ao concreto aparente que "imite" os padrões superficiais da madeira.

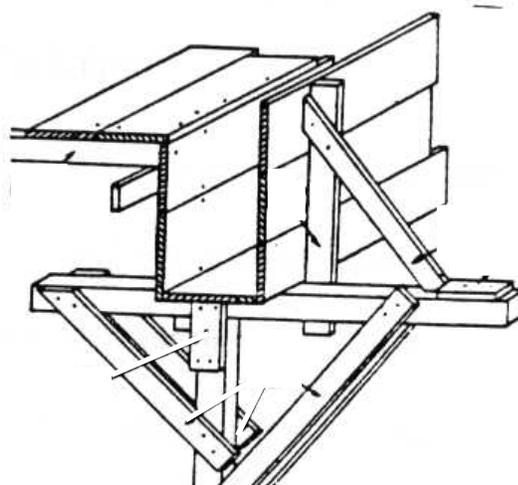
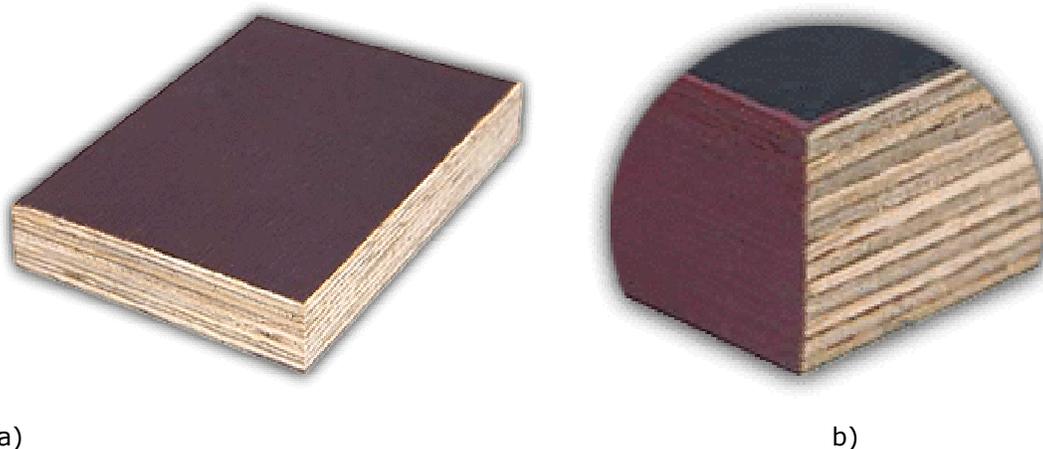


Figura 2.16 – Esquema de fôrma utilizando tábuas como molde para o concreto (CRISTIANI, 1995).



a)

b)

Figura 2.17 – (a) Chapa de madeira compensada; (b) Detalhe das lâminas da chapa (MADEIRIT, 2000).

**Metal** – Os moldes em aço ou alumínio são caracterizados pela enorme capacidade de reutilização e excelente acabamento superficial. Porém, o seu alto custo e a sua baixa flexibilidade de utilização (não conseguem facilmente ser utilizados para mais de um elemento estrutural na mesma obra), prejudicam e, muitas vezes, inviabilizam, a sua disseminação. No Brasil são bastante utilizados em fôrmas de elementos pré-moldados; porém, devido à falta de padronização dos projetos estruturais, praticamente não são usados em fôrmas convencionais. No exterior, devido à maior preocupação com a padronização e modulação dos vãos, são utilizados associados a painéis modulares voltados para pilares e paredes. A Figura 2.18 mostra um exemplo de fôrmas com moldes em aço para moldagem de pilares com a parte superior alargada, enquanto que a Figura 2.19 apresenta uma fôrma tipo *steel deck*, onde o molde metálico fica incorporado ao concreto.

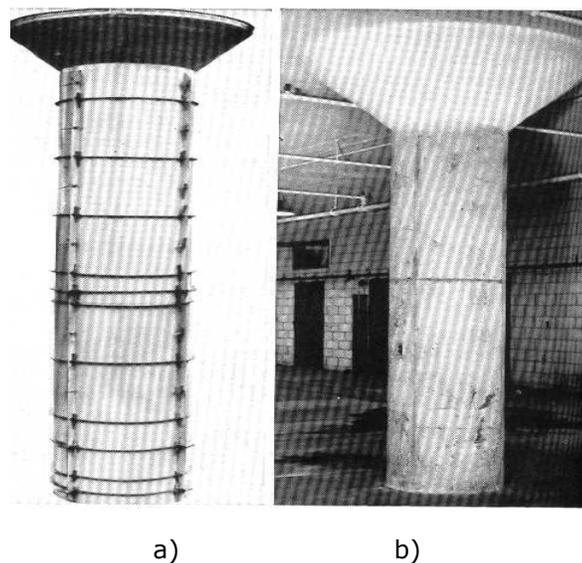


Figura 2.18 – Fôrma para pilar com molde metálico: a) Fôrma montada; b) Pilar desformado (HURD, 1995).



Figura 2.19 – Fôrma com molde de aço que ficará incorporado ao concreto (tipo *steel deck*).

**Sintéticos** – Por serem elementos de fácil conformação geométrica, o plástico e a borracha têm sido utilizados em fôrmas especiais, aliando uma forma precisa a uma boa capacidade de reutilização. No Brasil, os plásticos mais utilizados são o polietileno rígido ou o poliéster reforçado com fibra de vidro, usados nos moldes das fôrmas para lajes nervuradas. No entanto, verifica-se que começam a ser utilizados painéis para fôrmas de pilares, vigas e lajes, mas, ainda de forma pouco difundida.

No exterior, o plástico é utilizado em fôrmas de pré-moldados e associado a painéis modulares. A Figura 2.20 é um exemplo de utilização de moldes de plástico reforçado com fibra de vidro.

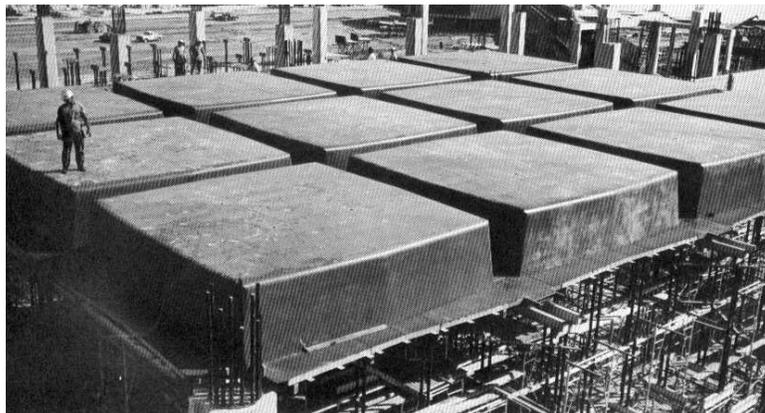


Figura 2.20 – Moldes de grandes dimensões feitos com plástico reforçado com fibra de vidro, utilizados na construção do Aeroporto Internacional de Houston (HURD, 1995).

A borracha, apesar de ser pouco utilizada no Brasil, é utilizada no exterior como modificador das características superficiais do concreto em fôrmas lineares e curvas. Permite recortes sinuosos e grande variação na textura superficial; porém, necessita de maior robustez na sua estruturação, visto a sua baixa resistência à flexão. A Figura 2.21 mostra a fôrma de uma parede de concreto utilizando a borracha como parte do molde para obter uma textura superficial diferenciada.

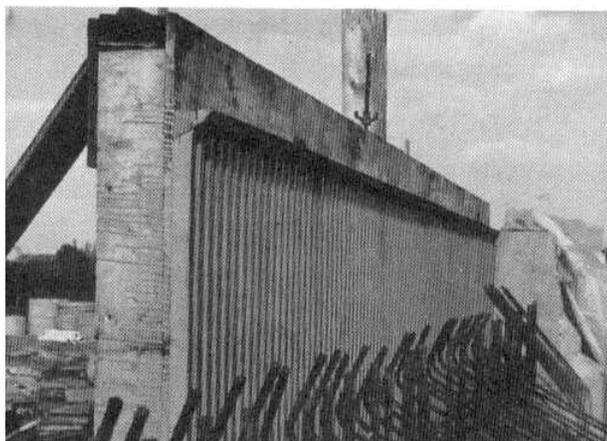


Figura 2.21 – Fôrma com molde de borracha (CONCRETE SOCIETY, 1995).

**Concreto** – É utilizado basicamente quando se associam elementos pré-moldados com elementos moldados *in loco*, como é o caso de pré-vigas ou pré-lajes. A Figura 2.22 exemplifica o uso de pré-lajes que, uma vez montadas, servem de molde para o restante da laje, ficando incorporadas na estrutura final.

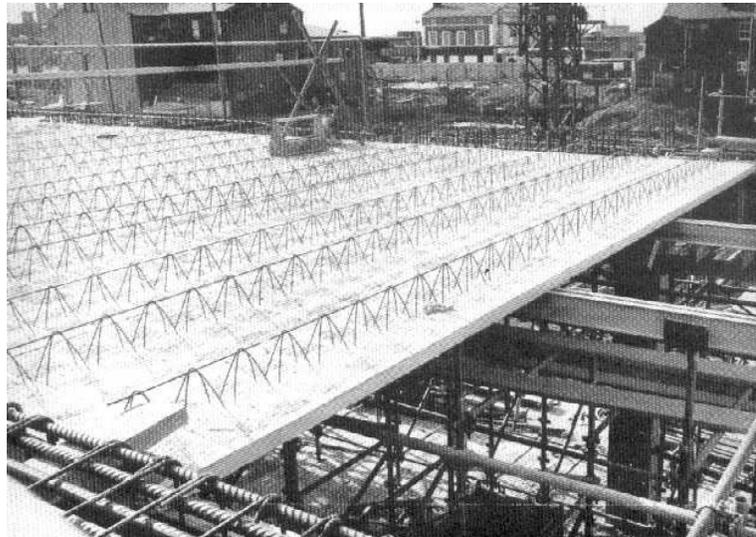


Figura 2.22 – Pré-laje de concreto atuando como molde para a laje (CONCRETE SOCIETY, 1995).

**Papelão** – É utilizado como molde de elementos estruturais tipo barra, tais como pilares (Figura 2.23) e vigas. Por ser uma peça inteiriça, não possuindo juntas, o molde de papelão tem que ser cortado para desformar a peça, fazendo com que tenha apenas uma utilização. O seu custo pode ser compensado pela qualidade de acabamento superficial do concreto e pelo reduzido consumo de mão-de-obra na execução de elementos complicados para serem confeccionados com moldes de madeira ou quando a quantidade de peças a serem moldadas não justifica a utilização de moldes metálicos.



Figura 2.23 – Fôrmas de papelão para pilares de seção circular.

## 2.1.4.2 Cimbramento

### 2.1.4.2.1 Escoramento e vigamento

A escolha dos materiais para o escoramento e o vigamento deve ser baseada na sua capacidade resistente, no potencial de reutilização, na manuseabilidade, na versatilidade e na interferência com os outros elementos do sistema de fôrmas. Os materiais mais empregados para o escoramento e o vigamento são os seguintes:

**Madeira** – Como *escoramento*, é utilizada tanto serrada, com seção retangular, quanto na forma de peças roliças. Nos processos convencionais, o uso da madeira nas escoras é caracterizado pela falta de padronização, excesso de mão-de-obra, baixa precisão geométrica e grande volume de entulho gerado; contudo, ainda é muito utilizada na construção civil nacional. Como *vigamento*, pode ser empregada tanto no estado natural (serrada ou aparelhada) ou industrializada.

Os elementos de madeira industrializada constituem principalmente as vigas de perfil “I”, conhecidas comercialmente como H20<sup>6</sup>. Essas peças têm a alma em chapa de madeira compensada ou aglomerada e mesas em madeira aparelhada. São caracterizadas pela boa relação peso/resistência e têm boa durabilidade. A Figura 2.24 mostra alguns modelos de peças de madeira para vigamento.



Figura 2.24 – Peças de madeira para suporte do molde (HURD, 1995).

**Metal** – É bastante utilizado em escoras tubulares (de aço ou alumínio), fixas ou telescópicas, e em elementos de torres. Escoras tubulares e torres têm boa capacidade de carga, podendo ser selecionadas para o carregamento a que forem solicitadas, possuem grande durabilidade e boa precisão geométrica, além de serem de fácil manuseio e atingirem alturas superiores ao escoramento de madeira. Quanto aos vigamentos, estes são normalmente feitos com chapa dobrada ou soldada e, muitas

---

<sup>6</sup> O nome H20 tem origem na altura das vigas inicialmente usadas, que era de 20cm. No entanto, percebe-se que, atualmente, esse nome tem sido utilizado para as vigas de perfil I em geral, independentemente da sua altura.

vezes, associados a peças de madeira, formando "vigas sanduíche", ou então com barras de aço compondo vigas-treliça. As vigas metálicas são normalmente bastante resistentes à flexão e apresentam grande capacidade de reutilização. A Figura 2.25 mostra uma viga de alumínio com perfil "I", e a Figura 2.26 apresenta escoras de aço e alumínio.



Figura 2.25 – Exemplo de fácil manuseio de viga de alumínio (HURD, 1995).



Figura 2.26 – Escora metálicas: a) de aço (Doka, s.d.); b) de alumínio (Peri, s.d.).

#### 2.1.4.2.2 Travamento

A seleção dos materiais que farão o travamento das fôrmas deve levar em consideração a sua capacidade de resistir à tração e à flexão, durabilidade, manuseabilidade e integração com os demais elementos do sistema. Os elementos para travamento podem ser feitos dos seguintes materiais:

**Madeira** - Nos travamentos de vigas e pilares, a madeira é utilizada em diversas dimensões, compondo gravatas, vigas de travamento (Figura 2.27), sarrafos de pressão etc. Pode também ser associada a outros materiais, como aço e alumínio.



Figura 2.27 – Vigas de travamento de madeira maciça associadas a grampos de aço.

**Metal** – para travar pilares e vigas, são utilizadas vigas feitas com chapa dobrada ou soldada, gravatas, barras de ancoragem, porcas e tensores. Perfis metálicos podem ser associados a peças de madeira compondo “vigas sanduíche”, conforme visto na Figura 2.28.



Figura 2.28 – Corte transversal de vigas constituídas por peças metálicas compostas com elementos de madeira, formando “vigas sanduíche” (Gethal, s.d.).

#### 2.1.4.2.3 Mãos-francesas

A seleção dos materiais para serem utilizados como mão-francesa deve considerar a sua capacidade de resistir à tração e à compressão, manuseabilidade e integração com os demais elementos do sistema. As mãos-francesas podem ser feitas dos seguintes materiais:

**Madeira** – Podem ser utilizados sarrafos ou tábuas.

**Metal** – Utiliza-se cantoneiras metálicas, escoras tubulares e aprumadores metálicos.

**Outros** – Para a contenção horizontal de vigas e pilares, podem ser utilizados cordas ou cabos de aço associados a esticadores ou ganchos metálicos.

#### 2.1.4.2.4 Acessórios

A escolha dos acessórios baseia-se, principalmente, na sua capacidade de bem suprir as necessidades do sistema de fôrmas como um todo.

Em função de se ter diversas utilizações possíveis para os acessórios, a escolha dos materiais que os compõem se baseará, mais do que em seus desempenhos individuais,

nas interferências com os demais elementos do sistema de fôrmas. Os acessórios podem ser feitos dos seguintes materiais:

**Madeira** – Normalmente os acessórios de madeira, como cunhas, gualhos malucos e sarrafos para fixação de gualhos, são feitos cortando peças de madeira, como pontaletes, sarrafos ou chapas de compensado. Os acessórios feitos de madeira são caracterizados pela imprecisão dimensional, grande consumo de mão-de-obra, poucas reutilizações e geração de entulho; no entanto, têm o seu custo unitário baixo.

**Metal** – São utilizados, em algumas situações, para substituir a madeira, proporcionando vantagens quanto ao desempenho e vida útil, ainda que sejam mais caros. Por exemplo, forçados e cruzetas.

**Plástico** – É utilizado, quase que exclusivamente, na forma de tubos de PVC e cones para encamisamento de tensores e barras de ancoragem.

### **2.1.5 Os sistemas de fôrmas para concreto disponíveis: classificação e descrição**

Em função da grande variedade de sistemas estruturais e de fornecedores de fôrmas, somado ao fato de cada fornecedor possuir diversos tipos de fôrmas, torna-se imprescindível que, antes de abordar a execução das fôrmas, seja feita uma classificação dos sistemas existentes no mercado.

#### **2.1.5.1 Caracterização dos sistemas**

Os critérios propostos para dividir os sistemas de fôrmas baseiam-se, primeiramente, no grupo de elementos estruturais a serem moldados e, em seguida, na modulação dos painéis.

Quanto ao primeiro critério, divide-se as fôrmas em dois grandes grupos: um formado por elementos verticais, abrangendo pilares e paredes; e outro por elementos horizontais, como vigas, lajes e escadas (estas últimas, apesar de não serem horizontais, possuem características de execução e solicitações que a encaixam nesse grupo).

O segundo critério é função da divisão existente no mercado de fôrmas: de um lado, tem-se os sistemas modulares, associados a painéis estruturados fabricados em metal ou plástico, com pouco cimbramento e altamente industrializado; e do outro, os sistemas tramados, que possuem uma quantidade maior de peças associadas ao vigeamento e travamento, sendo associados a painéis sem padronização dimensional, confeccionados especialmente para uma determinada utilização. A Figura 2.29 demonstra como essa divisão é feita.

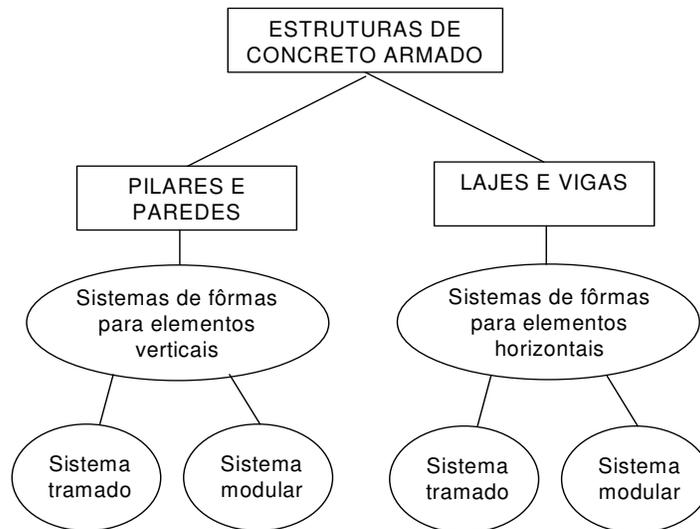


Figura 2.29 – Divisão esquemática, dos sistemas de fôrmas, baseada nos elementos estruturais a serem moldados e na modulação dos painéis.

### 2.1.5.1.1 Fôrmas para elementos verticais

#### Sistema modular

Esse sistema é caracterizado pela utilização de painéis modulares que possuem estruturação própria e são associados através de grampos ou *clips*. A estruturação pode ser de aço, alumínio ou plástico, enquanto que o molde pode ser em chapa de compensado, plástico ou aço.

É um sistema com montagem e desmontagem rápidas e grande durabilidade dos elementos, inclusive dos moldes que, em função de terem as bordas protegidas, têm maior vida útil.

Os painéis possuem diversas dimensões padronizadas, facultando ao construtor a opção de manuseio e montagem manuais (Figura 2.30a), utilizando elementos menores, ou a utilização de guias ou guindastes, adotando painéis maiores ou fazendo uma associação de painéis pequenos - *ganged panels* (Figura 2.30b).

É um sistema com grande potencial de racionalização; no entanto, para o seu uso adequado, exige uma coordenação modular da estrutura, pois, apesar da possibilidade de combinação de painéis de diferentes tamanhos, estes têm dimensões variando de 5 em 5cm ou 10 em 10cm, dependendo do fornecedor. Nesse caso, o usual é ajustar-se a estrutura ao sistema de fôrmas.

É bastante utilizado no exterior, principalmente como molde para paredes de concreto; apesar disso, no Brasil, o seu uso ainda é limitado por diversos motivos, entre eles: a falta de coordenação modular nos projetos de edificações, a pequena quantidade de fornecedores desses sistemas, a falta de planejamento do sistema de fôrmas desde a concepção arquitetônica e a dificuldade de compatibilização com as fôrmas de vigas. Diante disso, o potencial de racionalização e redução dos custos atribuído ao sistema só é verificado em poucos casos, fazendo com que o maior investimento no sistema de fôrmas não seja vantajoso; ainda que algumas construtoras, que têm executado suas estruturas

de forma racionalizada, planejando e modulando os projetos, estejam tendo sucesso com o sistema, reduzindo, potencialmente, os prazos e os custos a ela atribuídos.

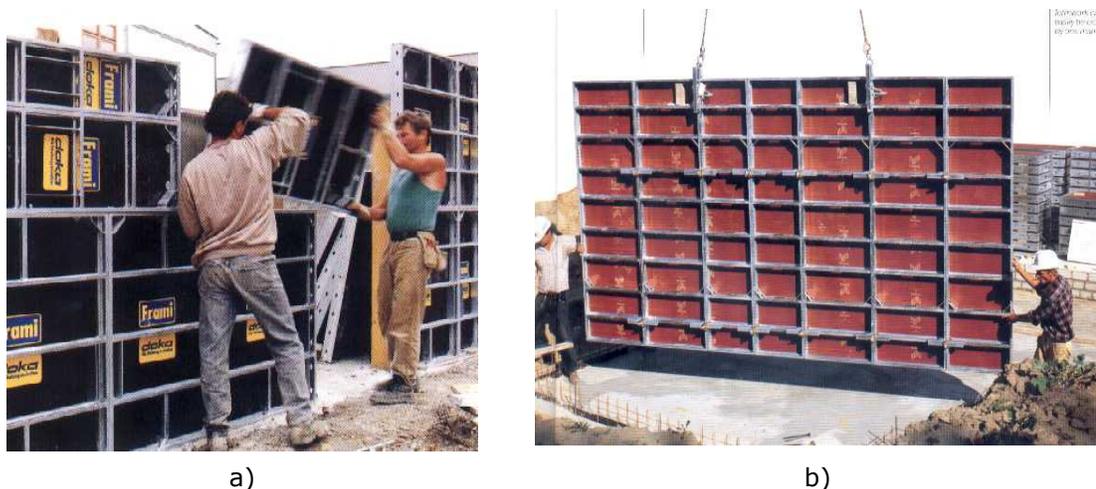


Figura 2.30 - Sistema modular: a) montagem de fôrma de parede com painéis metálicos (Doka, s.d.); b) movimentação de painel de fôrma composto por painéis metálicos modulares associados (SH, s.d.).

A Figura 2.31 apresenta modelos de fôrmas modulares para paredes e pilares, respectivamente.

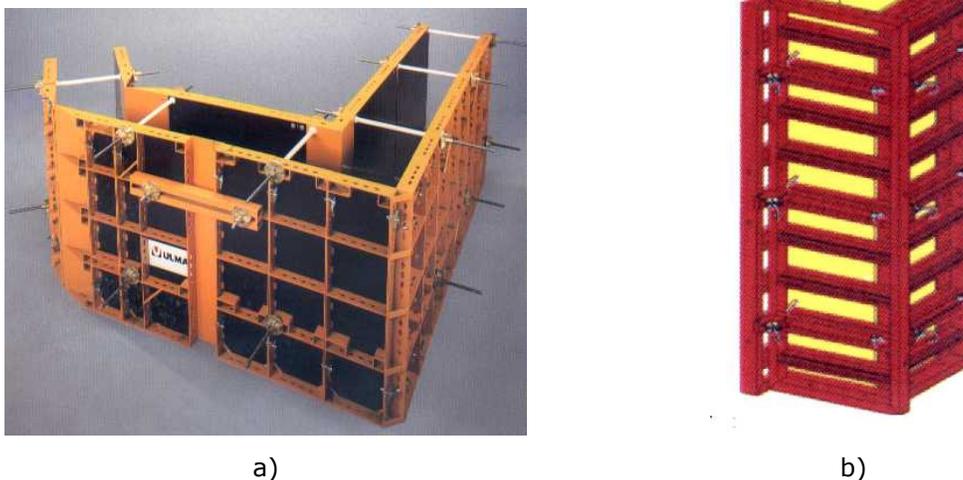


Figura 2.31 - a) Modelo de fôrma modular para parede (Ulma, s.d.); b) modelo de fôrma modular para pilar (Mills, s.d.).

A Figura 2.32 apresenta dois tipos de conectores utilizados para fazer a ligação entre painéis.



Figura 2.32 – Conectores para painéis: a) grampo (Meva, s.d.); b) clip (Peri, s.d.).

### Sistema tramado

A trama é o cruzamento de elementos longitudinais e transversais.

No caso das fôrmas de pilares e paredes, o sistema tramado consiste na associação de elementos verticais e horizontais, em dois planos paralelos, compondo parte do travamento das fôrmas.

Os elementos que compõem a trama não são necessariamente do mesmo material ou da mesma forma, podendo ser de madeira (bruta ou industrializada) ou metálicos (de aço ou alumínio).

Esse é o sistema mais usado na construção civil nacional, sendo de domínio da mão-de-obra. Caracteriza-se pela flexibilidade dimensional, versatilidade e relativa facilidade para associar-se com fôrmas de vigas e lajes.

De um modo geral, as tramas são de madeira, encontrando-se ainda vários casos em que se adotam vigas de travamento metálicas nos planos mais distantes do molde.

Os painéis podem ser produzidos na obra ou adquiridos de empresas que os fabricam sob encomenda, caracterizando as fôrmas industrializadas<sup>7</sup>. Verifica-se que, nesse sistema, ao contrário do sistema modular, as fôrmas que se adaptam à estrutura.

Muitas são as combinações possíveis entre os elementos do sistema, permitindo ao construtor utilizar peças de diversos fornecedores simultaneamente. Dentre as muitas possibilidades de associação dos diversos elementos, destacam-se algumas:

- **Molde:** chapas de madeira compensada ou tábuas.
- **Travamento:** Grades de madeira compostas por sarrafos e pontaletes; sarrafos e pontaletes (não fixados ao molde); vigas de travamento, horizontais ou verticais, de madeira, aço, alumínio ou mistas (vigas sanduíche); tirantes metálicos (barras de

<sup>7</sup> O termo "fôrmas industrializadas" é associado às fôrmas confeccionadas em central externa ao canteiro, com o objetivo de racionalizar a sua utilização.

ancoragem com porcas, tensores ou fios de aço amarrados); sargentos metálicos; gravatas (de madeira, de aço ou mistas) etc.

- **Mãos-francesas:** Tábuas, sarrafos ou pontaletes de madeira; cantoneiras metálicas; escoras metálicas (fixas ou com ajuste de comprimento).

Apesar da versatilidade e domínio dos operários, esse sistema é muitas vezes caracterizado como tradicional, caracterizando-se por uso intensivo da mão-de-obra, baixa mecanização (produção essencialmente manual) e por elevados desperdícios de mão-de-obra, material e tempo. Essa caracterização não é de responsabilidade do sistema em si, que pode perfeitamente ser utilizado de forma racional, mas sim da forma como tem sido utilizado em muitas obras, sem planejamentos ou projetos, cabendo aos operários muitas decisões quanto à sua confecção e montagem.

As Figura 2.33, Figura 2.34 e Figura 2.35 caracterizam algumas das situações possíveis para o sistema com molde composto por painéis não estruturados.

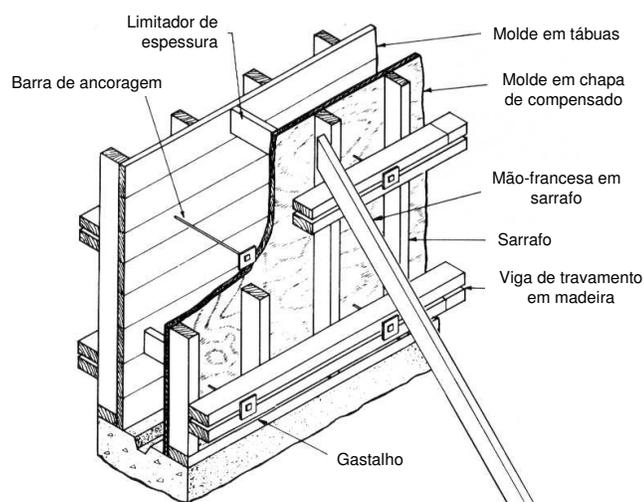


Figura 2.33 – Esquema genérico de fôrma para parede utilizando o sistema tramado (PETERS, 1991).



a)



b)

Figura 2.34 – Fôrmas de pilar com grade de madeira, vigas de travamento metálicas, barras de ancoragem e mãos-francesas em cantoneiras metálicas: a) pilar isolado; b) visão geral.



a)



b)

Figura 2.35 – Travamentos de fôrma de pilar: a) pontaletes verticais associados a vigas de travamento de madeira e barras de ancoragem; b) sarrafos verticais associados a vigas de travamento de madeira maciça e fios de aço e sargentos amarrando as vigas.

### 2.1.5.1.2 Fôrmas para elementos horizontais

#### Sistema modular

Os painéis podem ser apoiados diretamente nas escoras ou utilizarem vigas metálicas para transmitir os seus carregamentos às mesmas, podendo ainda utilizar torres metálicas ao invés de escoras pontuais.

É um sistema com restrições quanto ao uso em estruturas reticuladas, pois a existência de vigas, na maioria das vezes, induz à necessidade de se fazer arremates, em virtude da falta de coordenação modular dos vãos. Porém, é bastante interessante para estruturas com lajes planas, onde pode ser explorada toda a sua rapidez na execução, sem que haja interferências.

Quanto às escoras, estas podem possuir um acessório chamado "cabeça descendente", que, quando posicionado na sua parte superior, permite que os painéis modulares das lajes sejam retirados sem que haja necessidade de retirar o escoramento, facilitando o serviço e restringindo as deformações do concreto novo. A Figura 2.36 apresenta escoras com cabeças descendentes.



a)



b)

Figura 2.36 – Cabeças descendentes para escora: a) cabeça na posição superior, com os painéis de laje apoiados em suas abas laterais; b) cabeça na posição inferior, após a desforma da laje.

O uso do sistema modular no Brasil, apesar de ainda ser pequeno, tem crescido bastante, sendo usado em lajes planas e, em alguns casos, como suporte para os moldes plásticos de lajes nervuradas.

A Figura 2.37 apresenta a montagem e associação de painéis modulares para lajes, enquanto que a Figura 2.38 apresenta parte do escoramento da laje.

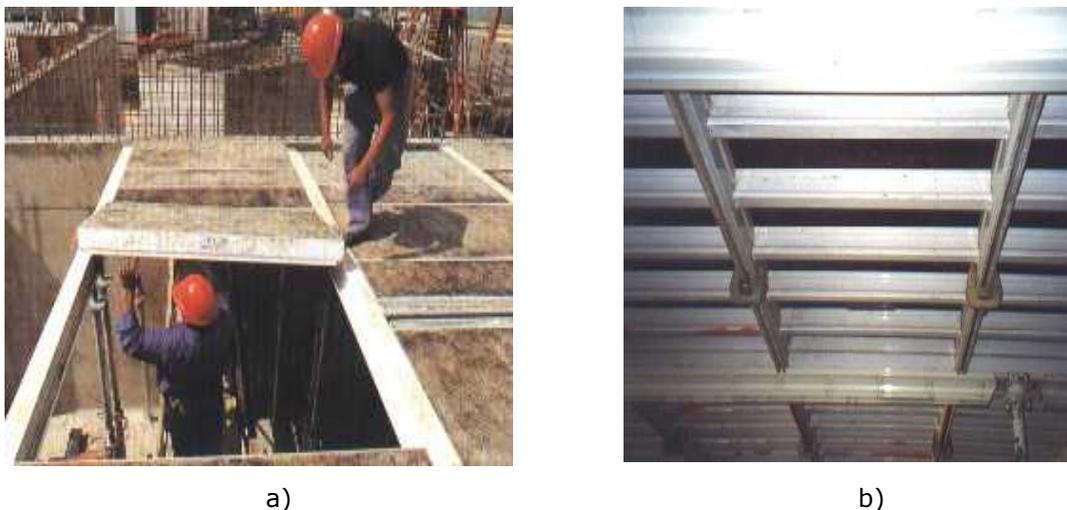


Figura 2.37 – Sistema modular para lajes: a) montagem dos painéis apoiando-os em vigas metálicas; b) vista inferior do sistema montado.

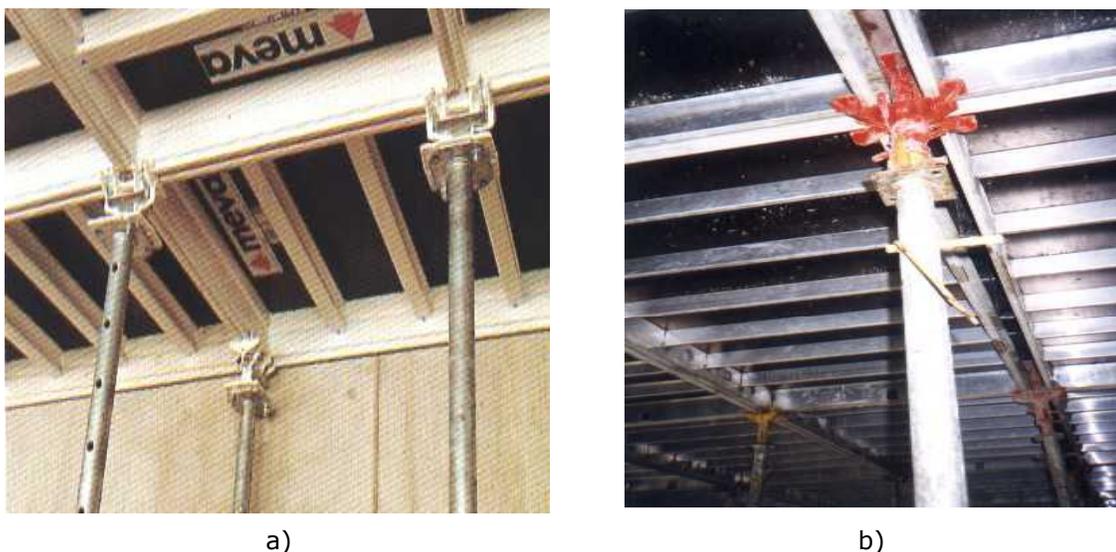


Figura 2.38 – Escoramento do sistema modular: a) painéis apoiados em escoras com cabeças fixas; b) painéis apoiados em escoras com cabeças descendentes.

### Sistema tramado

No caso das lajes, caracteriza-se pela trama composta por viga inferior e superior<sup>8</sup>. O viga inferior apoia-se em escoras pontuais ou torres. Tanto os vigamentos quanto as escoras podem ser de madeira (industrializada ou serrada) ou metálicas (de aço ou alumínio).

No caso das vigas, o sistema tramado é basicamente o único em uso e caracteriza-se pelos painéis laterais e de fundo estruturados com sarrafos, e pelas diversas formas de

<sup>8</sup> Eventualmente o sistema pode apresentar apenas um plano de viga, sem, no entanto, perder a denominação de tramado.

travamento e escoramento. O travamento dos moldes pode ser feito com barras de ancoragem ou tensores, sarrafos de pressão, gastaços de madeira, metálicos ou plásticos, mãos-francesas ou garfos de madeira; o escoramento pode ser feito com escoras pontuais com cruzetas, torre metálica ou garfos de madeira.

É o sistema mais empregado atualmente, sendo versátil e de fácil adaptação às estruturas reticuladas, situação em que as vigas inibem um melhor aproveitamento de sistemas modulares.

O sistema tramado pode ser utilizado como suporte para os moldes das fôrmas para lajes nervuradas, e o acoplamento e a fixação dos seus diversos elementos permitem a utilização de "mesas voadoras", que podem ser transportadas entre os pavimentos, sem necessidade de desmontar o conjunto.

A Figura 2.39 apresenta dois sistemas tramados em madeira. A Figura 2.40 caracteriza a flexibilidade do sistema tramado para lajes com formatos não retangulares. A Figura 2.41 apresenta o transporte de uma "mesa voadora" e um sistema com escoramento constituído de torres metálicas. Na Figura 2.42 apresentam-se maneiras distintas para travamento e escoramento das fôrmas de vigas.



a)



b)

Figura 2.39 – Sistema tramado para lajes: a) montagem da trama, com vigamento inferior apoiado em forçados de escoras pontuais (Doka, s.d.); b) sistema com molde em chapa de compensado, vigamentos superior e inferior constituído de sarrafos e vigas sanduíche de madeira e escoramento com pontaletes com cruzetas.



Figura 2.40 – Exemplo de flexibilidade do sistema tramado com a moldagem de laje em formato triangular: a) vista inferior do cimbramento da laje; b) vista superior do molde da laje.

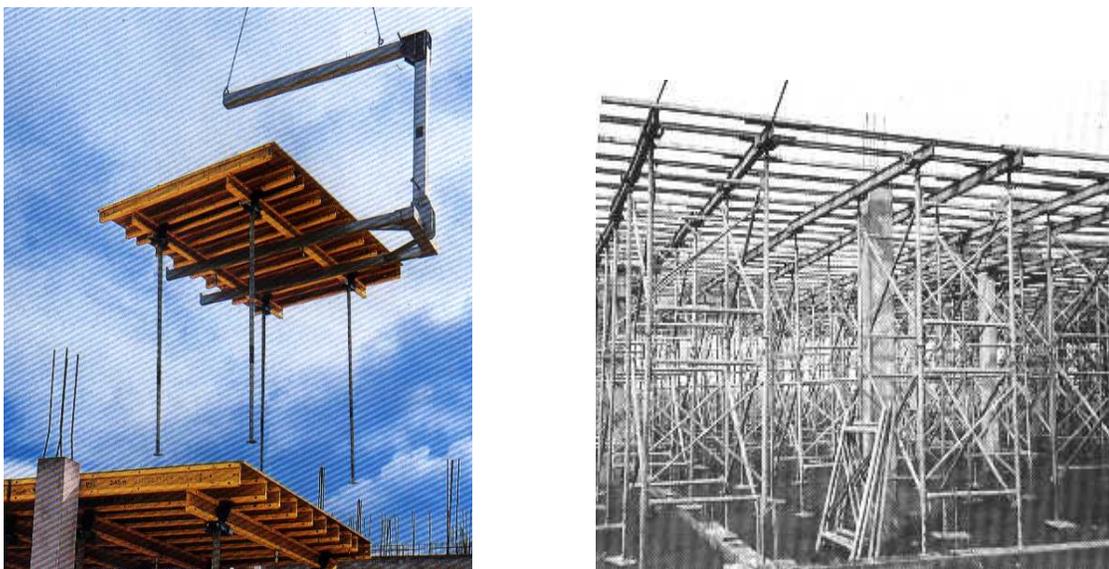


Figura 2.41 – Sistema tramado para lajes: a) transporte de mesa voadora (Doka, s.d.); b) vigamento superior e inferior em aço, apoiados em torres metálicas.

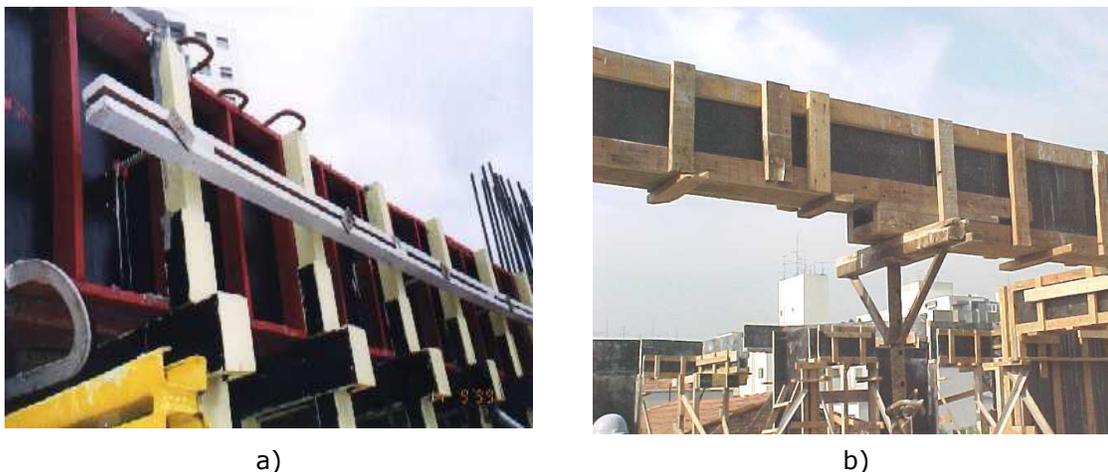


Figura 2.42 – Fôrmas de viga: a) Painéis estruturados com sarrafos, travamento com viga sanduíche e barras de ancoragem, além do prolongamento das pernas dos garfos, e escoramento com garfos de madeira; b) Painéis estruturados com sarrafos e escoramento com escoras pontuais com cruzetas.

### 2.1.5.2 O mercado de sistemas de fôrmas

Diante da variedade de fornecedores de sistemas de fôrmas existentes no Brasil, e com o intuito de fornecer informações que possam subsidiar decisões quanto à escolha entre os diversos produtos, é feita uma análise quanto a nove fornecedores, face aos aspectos técnicos dos seus produtos. As empresas escolhidas foram:

- Doka Brasil Fôrmas para Concreto – empresa de origem austríaca.
- Gethal Sistemas Construtivos – empresa nacional.
- SH Fôrmas – empresa de origem alemã.
- Meva – empresa de origem alemã.
- Peri – empresa de origem alemã.
- Mills – empresa nacional.
- Ulma – empresa de origem espanhola.
- Metro Form System – empresa nacional.

A Tabela 2.4 apresenta os nomes comerciais dos sistemas de fôrmas para elementos verticais disponibilizados por essas empresas; já a Tabela 2.5 apresenta os nomes para os sistemas voltados para elementos horizontais.

Tabela 2.4 – Nomes comerciais dos sistemas de fôrmas para elementos verticais disponíveis pelas empresas.

FORNECEDOR	ELEMENTOS VERTICAIS	
	MODULAR	TRAMADO
Doka	Frami (leve) e Frameco (pesado)	Sistema trepante
Gethal	FML (leve) e FMH (pesado)	Não possui nome específico
SH	Tekko (leve) e Rasto (pesado)	Não possui nome específico
Meva	Alustar (alumínio) e Startac (aço)	-
Peri	Trio (leve e pesado), Handset (leve), Domino (pesado) e Rapid (leve)	-
Mills	Handset (leve)	Aluma (pesado)
Ulma	Comain (leve) e Orma (pesado)	Não possui nome específico
Metro Form	Metro Form (leve)	-

\* A empresa trabalha com fôrmas industrializadas em madeira.

Tabela 2.5 – Nomes comerciais dos sistemas de fôrmas para elementos horizontais disponíveis pelas empresas.

FORNECEDOR	ELEMENTOS HORIZONTAIS	
	MODULAR	TRAMADO
Doka	-	Dokaflex e Doka D2
Gethal	-	Não possui nome específico
SH	<i>TOPEC</i>	Não possui nome específico
Meva	Mevadec	Não possui nome específico
Peri	Skydeck	Multiflex
Mills	Millsdeck	Elite
Ulma	Recub*	Cimbre e Rapid
Metro Form	Metro Form	-

\* O Recub é voltado para lajes nervuradas, sendo composto por moldes plásticos.

Indica-se, nas Tabela 2.6 e na Tabela 2.7, algumas características mais relevantes para auxiliar a comparação dos diversos sistemas disponíveis. Enquanto a Tabela 2.6 apresenta um breve comparativo entre as características dos painéis modulares, a Tabela 2.7 caracteriza os escoramentos. Não são apresentadas as características relativas ao travamento ou vigeamento, devido ao fato que as soluções adotadas para eles não são características de um único fabricante.

Tabela 2.6 – Algumas características relativas aos painéis dos moldes dos sistemas modulares dos diversos fornecedores.

SISTEMA	MATERIAL	DIMENSÃO	MASSA	UTILIZAÇÃO	TRANSPORTE
---------	----------	----------	-------	------------	------------

		<b>MODULAR</b>	<b>(kg/m<sup>2</sup>)</b>		
Frami	Aço	30 cm	± 20	Pilares e paredes	Manual
Frameco	Aço	25 cm	± 45	Pilares grandes e paredes	Mecanizado
Tekko	Aço	5 cm	*	Pilares e paredes	Manual
Rasto	Aço	5 cm	± 35	Pilares grandes e paredes	Mecanizado
Topec	Alumínio	25 cm	± 9	Lajes	Manual
Alustar	Alumínio	5 cm	± 22	Pilares e paredes	Manual
Startac	Aço	5 cm	± 55	Pilares e paredes	Manual ou mecanizado
Mevadec	Alumínio	5 cm	± 20	Lajes	Manual
Trio	Aço ou alumínio	30 cm	±50 (aço) ±30 (alu)	Pilares e paredes	Manual ou mecanizado
Handset (Peri)	Aço	30 cm	± 30	Pilares e paredes	Manual
Domino	Aço	25 cm	± 40	Pilares grandes e paredes	Mecanizado
Rapid	Alumínio	25 cm	± 27	Pilares	Manual
Skydeck	Alumínio	37,5 cm	± 16	Lajes	Manual
Handset (Mills)	Aço	25 cm	*	Pilares e paredes	Manual
Milsdeck	Alumínio	*	*	Lajes	Manual
Comain	Aço	15 cm	± 35	Pilares e paredes	Manual
Orma	Aço	30 cm	± 50	Pilares grandes e paredes	Mecanizado
Recub	Plástico	80 cm	± 16 **	Lajes nervuradas	Manual
Metro Form	Plástico	5 cm	± 10	Pilares, lajes e vigas	Manual

\* Informação não disponível nos catálogos comerciais fornecidos pelos fabricantes.

\*\* Massa relativa ao molde com 20 cm de altura.

Tabela 2.7 – Algumas características relativas aos escoramentos dos diversos fornecedores.

<b>FABRICANTE</b>	<b>ESCORAMENTO</b>	<b>MATERIAL</b>	<b>ALTURAS</b>	<b>CARGA H=2,8m</b>	<b>OBSERVAÇÕES</b>
Doka	Eurex 20	Aço	220 a 410cm	2.000 kg	

	(pontual)				
Gethal	Sem nome específico (torre)	Aço	100, 125 e 150 cm	*	
SH	LTT (torre)	Aço	136 e 200 cm	3.000kg	Carga por poste
	Standard (pontual)	Aço	180 a 280 cm	1.800 kg	
	Extra (pontual)	Aço	240 a 415 cm	2.400 kg	
Meva	MEP (pontual)	Alumínio	185 a 450 cm	3.000 kg	
	MEP (torre)	Alumínio	185 a 450 cm	4.000 kg	Carga por poste
Peri	PD 8 (torre)	Aço	110 e 150 cm	*	
	ST 100 (torre)	Aço	100 cm	5.000 kg	Carga por poste
	MP (pontual)	Alumínio	145 a 480 cm	6.000 kg	
	MP (torre)	Alumínio	145 a 480 cm	6.000 kg	Carga por poste
Mills	Elite (torre)	Aço	50 a 300 cm	*	
	Millstour (torre)	Aço	120 cm	6.000 kg	Carga por poste
Ulma	Não possui nome específico (pontual)	Aço	175 a 525 cm	*	

\* Informação não disponível nos catálogos comerciais fornecidos pelos fabricantes.

Verificando-se os sistemas modulares citados na Tabela 2.6, percebe-se que apenas um dos sistemas é utilizado para as vigas. No sistema tramado a situação não difere muito. Poucas são as empresas que propõem soluções para as fôrmas de vigas, voltando a maior parte das suas atenções para as lajes. Dessa forma, as fôrmas desses elementos estruturais são, normalmente, adaptadas, gerando, com isso, uma queda na produtividade dos materiais e da mão-de-obra.

Essa "improvisação" advém da utilização, no Brasil, de sistemas, ou idéias, desenvolvidos, em sua grande maioria, na Europa, onde é comum a utilização de concretos de alta resistência à compressão, e onde as Normas, prevêm lajes mais espessas do que as aqui adotadas. Soma-se, a isso, os números de produtividade da mão-de-obra, onde fica constatado o grande consumo por parte das vigas. O resultado disso é a quase inexistência de estruturas reticuladas em concreto armado, e a grande utilização de lajes planas.

Para essa situação, é compreensível que sistemas caros e desenvolvidos às custas de muita pesquisa e investimentos não apresentem soluções à altura para as vigas, sendo necessário dar uma outra solução para as fôrmas das mesmas.

## 3 O PROCESSO DE PRODUÇÃO DAS ARMADURAS

### 3.1 Definições de nomenclatura

A **armadura**, segundo definição proposta por FUSCO (1975), "é o componente estrutural de uma estrutura de concreto armado, formado pela associação de diversas peças de aço".

As definições de **armação** encontradas (FREIRE, 2001; ABCP, 2002) se referem a um conjunto de operações, restritas basicamente às atividades de preparação e posicionamento do aço na estrutura.

KALIAN et al. (2000) apresenta o "processo de armação" compreendendo três etapas: i) projeto; ii) fabricação e fornecimento; iii) construção.

Na medida em que se deseja abordar, neste trabalho, a produção de armaduras, desde o projeto até as operações desenvolvidas na etapa de construção, a utilização do termo "armação"<sup>9</sup> ou "serviço de armação", estaria limitada, como visto na própria definição supracitada, não tendo a abrangência necessária para englobar todo o processo tal como se deseja.

Assim, respalda-se na proposta de KALIAN et al. (2000) e propõe-se que se utilize o termo, ou expressão "Processo de Concepção e Produção de Armaduras" (PCPA) para designar o processo completo, que engloba as etapas de: i) **elaboração do projeto do produto** (mais especificamente, a elaboração dos projetos de detalhamento das armaduras (PDA)); ii) **fabricação** de peças<sup>10</sup> e armaduras fora do canteiro de obras; iii) **armação**, que deve ser interpretada não apenas como um serviço, mas sim, como um conjunto de atividades que engloba a *administração de documentos*, o planejamento e a programação do serviço, as operações de produção, a inspeção das armaduras, o controle de estoques, entre outras.

A Figura 3.1 mostra o primeiro nível (A0) do diagrama que representa o PCPA. Tal diagrama é expandido num segundo nível (Figura 3.2) que representa as três principais etapas, quais sejam o projeto (A1), a fabricação (A2) e a armação (A3). O desenvolvimento do texto, apresentado a seguir, explorará cada uma delas. Nota-se que a etapa de fabricação, no PCPA brasileiro é "opcional", isto é, pode-se optar por produzir as peças e armaduras no canteiro de obras.

---

<sup>9</sup> Há quem se refira ao termo "armação", enquanto atividade ou serviço, mas também como sendo a própria armadura. Essa prática é muito comum nas obras de construção civil e em todos os níveis hierárquicos (do operário à gerência técnica).

<sup>10</sup> As barras de aço após terem sido cortadas e dobradas de acordo com características geométricas definidas no projeto de detalhamento das armaduras, passam a ser denominadas "peças", sendo que a união destas peças irá constituir a armadura.

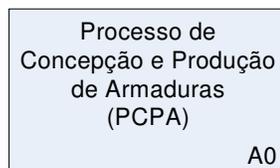


Figura 3.1 - Primeiro nível do diagrama que representa o PCPA

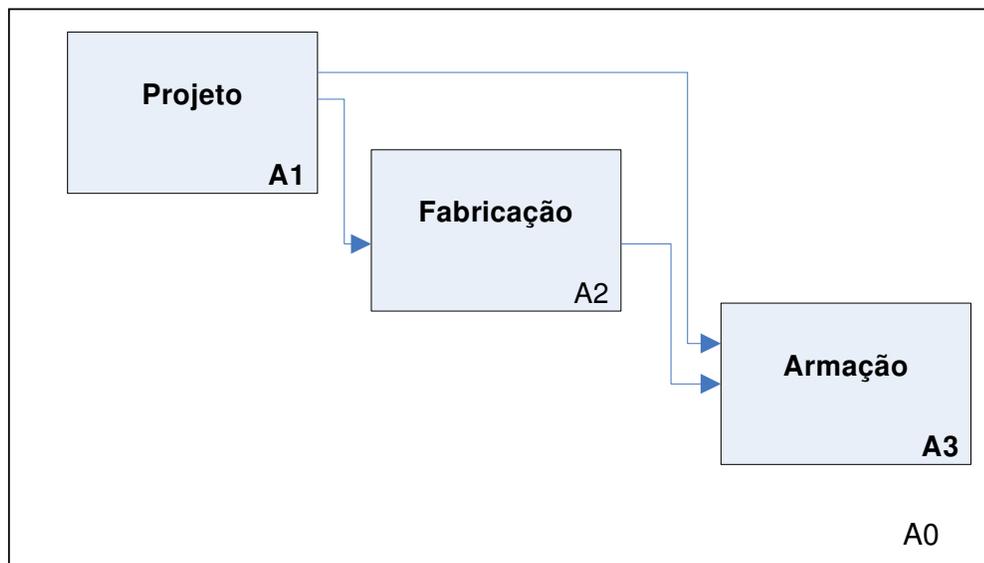


Figura 3.2 - Principais etapas do PCPA

Com o intuito de facilitar o entendimento sobre as armaduras, apresenta-se, a seguir as definições para os principais termos relacionadas às armaduras.

- peça – parcela separável da armadura de um componente da estrutura, constante do projeto estrutural, com dimensões e formato característicos que, quando associada a outras, gera a armadura;
- barra – elemento de aço para concreto armado, obtido por laminação, disponível nos diâmetros nominais a partir de 5mm (3/16”);
- fio – elemento de aço para concreto armado, obtido por trefilação, disponível nos diâmetros nominais entre 3,2mm (3/32”) e 10mm (3/8”);
- vergalhão – barra ou fio de aço com comprimento aproximado de 12m;
- cobrimento – também chamado de recobrimento, é a camada de concreto que separa e protege a armadura do meio externo;
- camada – conjunto de peças, de um elemento estrutural, que pertencem ao mesmo plano;
- estribo – peças dispostas transversalmente ao elemento estrutural, com o objetivo de resistir aos esforços transversais decorrentes das forças de cisalhamento (no caso de

vigas), auxiliar o concreto a resistir aos esforços de compressão (no caso de pilares) e auxiliar a montagem e transporte das armaduras (tanto para pilares quanto para vigas);

- tela soldada – armadura composta por peças ortogonais, soldadas entre si, formando uma malha;
- diâmetro nominal – também conhecido como bitola, é o número correspondente ao valor, em milímetros, do diâmetro da seção transversal do fio ou da barra.
- armadura positiva – também chamada de positivo, é a armadura situada na parte inferior das lajes e vigas, responsável por resistir à tração proveniente dos momentos positivos;
- armadura negativa – também chamada de negativo, é a armadura situada na parte superior das lajes e vigas, responsável por resistir à tração proveniente dos momentos negativos;
- traspasse – tipo de emenda entre barras ou fios através da justaposição de duas peças ao longo do comprimento;
- arranque: armadura deixada para fora do elemento estrutural, que irá, através do traspasse, dar a continuidade da transmissão dos esforços quando da solicitação da estrutura;
- armadura passiva – também conhecida como “armadura frouxa”, tem o objetivo de resistir aos esforços de tração e cisalhamento e não tem qualquer tipo de alongamento prévio, isto é, nenhuma força de protensão;
- armadura longitudinal – peças paralelas, dispostas no sentido da maior dimensão do elemento estrutural;
- armadura transversal – peças paralelas, dispostas no sentido da menor dimensão do elemento estrutural.

### 3.2 Matéria-prima

Os vergalhões de aço consumidos pela Construção Civil brasileira são produtos genuinamente nacionais, assim como a matéria prima para a sua fabricação. Uma das grandes siderúrgicas nacionais, ao apresentar seu processo de fabricação<sup>11</sup> de vergalhões CA50 e CA60, evidencia que existem vários tipos de matérias-primas disponíveis para a fabricação do aço.

“Todavia, devido ao seu menor custo, maior disponibilidade e por ser reciclável, a matéria-prima básica para a produção de barras e fios de aço para armadura de concreto é a sucata<sup>12</sup>.”

Esta sucata, rigorosamente selecionada, é constituída por retalhos de chapas metálicas, cavacos de usinagem, latarias de carros usados, peças de aço e ferro de equipamentos em desuso e outros. Os elementos químicos residuais, normalmente existentes em maior

---

<sup>11</sup> Encontrado no *síte* da Belgo, Grupo Arcelor, em visita no dia 27/05/2003.

<sup>12</sup> Segundo dados do IBS (Instituto Brasileiro de Siderurgia), de cada 100 kg de aço produzido, 26 kg provêm de material reciclado.

porcentagem na sucata, tais como níquel, cromo e estanho, entre outros, fazem com que se obtenham materiais com características mecânicas melhores quando comparados com aços provenientes da matéria-prima minério de ferro. BELGO (2003a)

A sucata recebida é separada por tipo (pesada, leve, cavaco de aço, cavaco de ferro, chaparia) e armazenada em locais específicos. A sucata é devidamente preparada para utilização, sendo que as de menor densidade são enviadas para prensagem, aumentando, assim, seu peso específico e melhorando o rendimento energético do forno elétrico de fusão.

Outras matérias-primas utilizadas durante o processo são:

- **Ferro gusa:** é um produto siderúrgico obtido através da redução do minério de ferro, e tem a função de adicionar carbono, ferro e silício ao produto. O carbono e o silício são importantes fontes de energia para o processo, através de sua oxidação gerada após o sopro de oxigênio.
- **Ferroligas:** (ferro manganês, ferro silício-manganês, ferro silício etc.) utilizados para ajuste da composição química do aço e para conferir as características mecânicas necessárias.
- **Cal:** atua como escorificante, retendo as impurezas do metal e formando a escória, e também atuando na proteção do refratário do forno contra ataques químicos.
- **Oxigênio:** utilizado para reduzir o teor de carbono do aço e diminuir o tempo de fusão, sendo esta uma fonte de calor para o processo.”

Como se viu, os vergalhões usados na Construção Civil fazem uso acentuado de matérias primas provindas de sucatas. A transformação da sucata e demais matérias em vergalhões é um processo complexo, repleto de fases (como a aciaria, laminação e trefilação).

Em artigo publicado pela CRSI (“*Concrete Reinforced Steel Institute*”) nos Estados Unidos, as barras de aço das armaduras usadas nas estruturas de concreto armado foram consideradas como sendo “*green buiding material*”. “As barras de aço, assim como o concreto armado, proporcionam importantes benefícios por serem um material de construção sustentável”. Mais de sete milhões de toneladas de aço são recicladas e transformadas em barras de aço para a construção todos os anos. Se fossem usadas matérias-prima no seu estado puro, para que se produzisse uma tonelada de aço seriam necessários cerca de 1100 quilos de minério de ferro, 630 quilos de carvão e 55 quilos de calcário. Há que se considerar, também, que ao não se utilizar a matéria-prima pura na produção das barras, ganha-se com a redução da energia (algo em torno de 75%). A energia economizada a cada ano é equivalente à energia elétrica necessária para abastecer 50% das moradias norte-americanas (18 milhões de moradias). CRSI (2002)

### 3.3 Especificações e características

A norma que regulamenta e especifica a produção de barras e fios de aço é a ABNT NBR 7480 – Barras e Fios de Aço destinados a Armaduras para Concreto Armado: versão 1996. Antes de se comentar algumas das especificações prescritas pela referida norma, é importante que sejam feitas algumas observações:

- a diferença principal entre aço e ferro é a quantidade de carbono: na composição química do ferro, o teor de carbono é maior ou igual a 2,04% e, no aço, este teor é

menor do que 2,04%. As denominações CA25, CA50 e CA 60 dizem respeito a materiais que possuem teor de carbono que varia de 0,08% até 0,50%, dependendo do material, e, portanto, a denominação técnica correta é aço;

- as barras são produtos obtidos por laminação e os fios por trefilação. Os fios são empregados até a bitola de 10 mm e as barras a partir da bitola de 5 mm. NBR 7480:1996;
- na designação desses fios e barras é usado o prefixo CA, que indica o seu emprego no concreto armado;
- a última versão da NBR 7480:1996 eliminou as classes A e B constantes na versão de 1985. Antes da revisão, segundo FUSCO (1995), pertenciam à classe A as barras produzidas por laminação a quente sem posterior deformação a frio. Já na classe B estariam os fios e barras obtidos por processos que provocam o encruamento a frio, como trefilação, torção, compressão transversal, estiramento e relaminação a frio. Na versão de 1996 a separação em classes foi eliminada e todo o material do tipo barra, caso do CA25 e CA50, deve ser fabricado obrigatoriamente por laminação a quente, e todo fio, caso do CA60, deve ser fabricado por trefilação ou processo equivalente (estiramento ou laminação a frio);
- a escolha do tipo de aço se dá em função de condições econômicas e de mercado, sendo que, nas obras de construção de edifícios, o aço CA-50 é a principal alternativa escolhida;
- as barras de aço encontradas no mercado brasileiro têm comprimento usual de 11 m, com tolerância de 9%. Sob encomendas especiais, podem ser fornecidas barras de até 26m de comprimento. As barras de comprimentos especiais podem acarretar dificuldades de transporte. Barras de até 16 m podem ser transportadas, na forma retilínea, por carretas rodoviárias. Barras de maior comprimento são usualmente dobradas para o transporte. FUSCO (1995).

A seguir são apresentadas as principais características das barras e fios de aço, definidas pela NBR 7480:1996 (massa linear, propriedades mecânicas, dobramento e aderência).

### **3.3.1 Massa Linear**

A massa linear representa a massa que uma determinada barra ou fio possui em um metro de comprimento. A massa nominal está, portanto, diretamente relacionada ao diâmetro nominal ou bitola do material.

A determinação da bitola para CA25, CA50 e CA60 não pode ser feita através da medição direta, utilizando paquímetro ou micrômetro. A verificação correta da bitola é feita através da pesagem de um metro da barra ou fio e a comparação do valor obtido com os especificados na NBR 7480. A Tabela 3.1 (anexo B da NBR 7480) indica a massa linear nominal, em kg/m, para cada bitola e produto (CA25 e CA50) e as tolerâncias admissíveis. A massa nominal foi estabelecida como a massa obtida por um metro de barra ou fio sem nervuras e entalhes e diâmetro igual ao da bitola que se quer calcular. Para facilitar a verificação da bitola, a norma exige que o diâmetro nominal esteja gravado em relevo nas barras de CA50.

Como existem variações em qualquer processo de fabricação, a norma também estabelece as tolerâncias em relação a esta massa nominal. Para o CA25 e CA50 a tolerância é de  $\pm 6\%$ , para bitolas maiores ou iguais a 10 mm, e de  $\pm 10\%$  para bitolas menores que 10 mm (Tabela 3.1). Para o CA60 a tolerância é de  $\pm 6\%$  para todas as bitolas (Tabela 3.2).

É muito importante a verificação da bitola da barra ou fio, pois se esta estiver com valores da massa linear abaixo do previsto na norma, sua área de seção será diminuída, e em conseqüência a resistência mecânica pode ficar comprometida. Observa-se, nas Tabela 3.1 e Tabela 3.2 que os diâmetros nominais são todos padronizados pela NBR 7480:1996 em milímetros, mas, apesar disso, grande parte do mercado utiliza sua denominação em polegadas. A correlação entre o diâmetro normatizado em milímetros e a denominação usual no mercado é mostrada na Tabela 3.3.

Tabela 3.1 - Massa linear e tolerâncias. NBR 7480:1996

Bitola (mm)	CA25 e CA50		
	Massas lineares (Kg/m)		
	mínimo	nominal	máximo
	<b>-10%</b>	<b>0%</b>	<b>+10%</b>
6,3	0.220	0.245	0.269
8	0.355	0.395	0.434
	<b>-6%</b>	<b>0%</b>	<b>+6%</b>
10	0.580	0.617	0.654
12,5	0.906	0.963	1.021
16	1.484	1.578	1.673
20	2.318	2.466	2.614
25	3.622	3.853	4.084
32	5.935	6.313	6.692

Tabela 3.2 - Massa linear e tolerâncias. NBR 7480:1996

Bitola (mm)	CA60		
	Massas lineares (Kg/m)		
	mínimo	nominal	máximo
	<b>-6%</b>	<b>0%</b>	<b>+6%</b>

4,2	0.102	0.109	0.115
5,0	0.145	0.154	0.163
6,0	0.209	0.222	0.235
7,0	0.284	0.302	0.320
8,0	0.371	0.395	0.418
9,5	0.523	0.558	0.589

Tabela 3.3 - Correlação de diâmetros

Diâmetro nominal em mm	6,3	8	10	12,5	16	20	25	32
Diâmetro em polegadas	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1.1/4

### 3.3.2 Propriedades mecânicas

A separação dos aços nas categorias CA25, CA50 e CA60 é feita através de suas características mecânicas obtidas no ensaio de tração. Neste ensaio são determinados: a resistência característica de escoamento, o limite de resistência e o alongamento, os quais devem atender aos valores padronizados na Tabela 2 do anexo B da NBR 7480:1996.

A resistência característica de escoamento é uma das propriedades mais importantes das barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto. Do ponto de vista estrutural, limite de escoamento é a carga de trabalho que a barra ou fio deve suportar. O escoamento é a tensão a partir da qual o material passa a sofrer deformações permanentes, ou seja, até este valor de tensão, se interrompermos o tracionamento da amostra, esta voltará a seu tamanho inicial, não apresentando nenhum tipo de deformação permanente.

O engenheiro ou arquiteto utiliza o escoamento da barra para cálculo de dimensionamento da estrutura pois é até este ponto que a barra suporta cargas e sobrecargas e retorna à sua condição inicial sem deformação permanente. Ultrapassado este ponto, a armação e a estrutura ficam comprometidas. Como pode ser observado, os valores de escoamento são que definem a categoria dos aços, ou seja: 50 kgf/mm<sup>2</sup>, ou 500 MPa para o CA50; 60 kgf/mm<sup>2</sup>, ou 600 MPa para o CA60.

O limite de resistência é a tensão máxima suportada pelo material, na qual, ele se rompe, ou seja, é o ponto máximo de resistência das barras. Convém esclarecer que carga é um valor, em kgf, por exemplo, obtido pela leitura direta no visor da máquina de tração, e tensão é o valor determinado pela relação entre a carga e a área de seção da amostra, dada em kgf/mm<sup>2</sup>, por exemplo.

Alongamento é o percentual que o aço se alonga, isto é, se estica quando submetido a uma carga que ultrapasse o seu limite de escoamento. A determinação do alongamento (Figura 3.3) é feita pela comparação entre o valor marcado no corpo de prova antes do ensaio, denominado comprimento inicial "L<sub>0</sub>", e o comprimento do trecho marcado obtido após a ruptura do corpo de prova, denominado de comprimento final "L<sub>f</sub>". Para os

materiais especificados pela NBR 780 o comprimento inicial utilizado é de 10 vezes o diâmetro nominal. Por exemplo, se o material ensaiado possui um diâmetro de 10 mm o "L<sub>0</sub>" será de 100 mm.

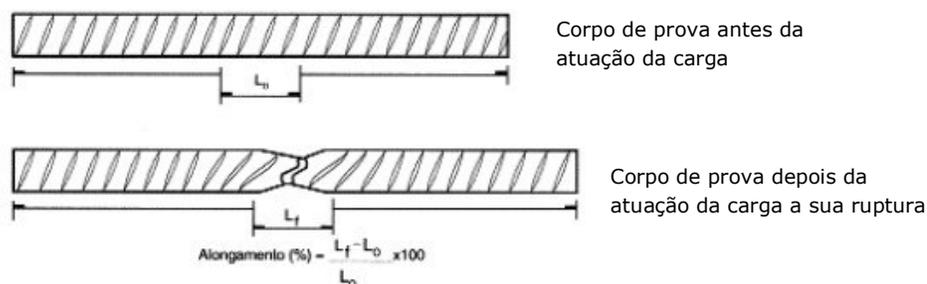


Figura 3.3 - Ensaio de alongamento

### 3.3.3 Dobramento

FUSCO (1995) lembra que "a confecção de armaduras passivas exige a realização de diferentes tipos de dobramento das barras de aço". Tais dobramentos devem ser feitos com raios de curvatura que respeitem as características do aço empregado, impedindo, desta forma, que ocorram fissurações do aço, do lado tracionado da barra.

O autor supracitado chama-se a atenção para o fato de que, durante o dobramento, ocorre sensível alongamento plástico da barra, fazendo com que as reais dimensões da posição dobrada<sup>13</sup> sejam diferentes das medidas consideradas em projeto.

As normas NBR 6118:2003 (item 9.4.2.3 e 9.4.6.1) ou NBR 14931:2003 (item 8.1.5.3), ao estabelecer as condições a obedecer na execução e no controle de obras de concreto armado, indicam o diâmetro dos pinos a serem utilizados no dobramento de barras (ganchos, estribos e peças longitudinais tracionadas). De acordo com estas normas, os diâmetros dos pinos, expressos em razão do diâmetro das barras dobradas, são aqueles apresentados nas Tabela 3.4 e Tabela 3.5 (variam em função do diâmetro das barras e da classificação do aço).

Segundo FUSCO (1995), no caso do dobramento de "barras curvadas" (como os cavaletes e barras dos nós de pórticos), existe o risco de ruptura localizada (Figura 3.4) e que, por essa razão, é conveniente um aumento dos diâmetros de dobramento em função do cobrimento lateral, conforme indicado na Tabela 3.6.

Tabela 3.4 - Diâmetro dos pinos de dobramento (D) para ganchos das armaduras longitudinais de tração

<sup>13</sup> FUSCO (1995) chama a atenção para o fato de que, nos canteiros de obras, os armadores usam regras empíricas para compensar esse alongamento. Por exemplo, costumam adotar  $2,5\phi$  (diâmetro da barras) para dobramentos a  $90^\circ$  e  $1,25\phi$  para dobramentos a  $45^\circ$ . "No caso dos ganchos não são feitos descontos, pelo que a parte de retorno dos ganchos será algo maior que o previsto no desenho".

Bitola (mm)	Diâmetro de dobramento		
	CA-25	CA-50	CA-60
< 20	4 $\phi$	5 $\phi$	6 $\phi$
$\geq 20$	5 $\phi$	8 $\phi$	-

Tabela 3.5 - Diâmetro dos pinos de dobramento para estribos

Bitola (mm)	Diâmetro de dobramento		
	CA-25	CA-50	CA-60
$\leq 10$	3 $\phi_t$	3 $\phi_t$	3 $\phi_t$
10 < $\phi$ < 20	4 $\phi_t$	5 $\phi_t$	-
$\geq 20$	5 $\phi_t$	8 $\phi_t$	-

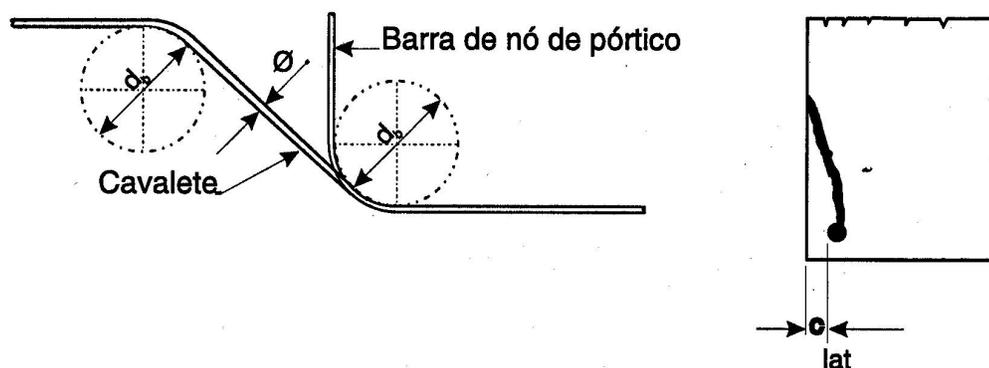


Figura 3.4 – Barras curvadas. Fonte: FUSCO, 1995

Tabela 3.6 - Diâmetro dos pinos de dobramento para cavaletes e barras em nós de pórticos. Fonte: FUSCO, 1995

Cobrimento lateral C1	Diâmetro de dobramento			
	CA-25	CA-40	CA-50	CA-60
C1 $\geq 3\phi$ C1 $\geq 5\text{cm}$	10 $\phi_t$	12 $\phi_t$	12 $\phi_t$	20 $\phi_t$
C1 < 3 $\phi$ C1 < 5cm	15 $\phi_t$	15 $\phi_t$	20 $\phi_t$	20 $\phi_t$

Segundo o engenheiro J.L. Andrade (BELGO, 2004b), todos os grandes fabricantes de aço fazem o ensaio de dobramento em laboratórios próprios, conforme as indicações da norma NBR 7480, e só após aprovação liberam o material aos clientes. Neste ensaio, um corpo de prova do material é submetido a um dobramento de 180° em pino de diâmetro padronizado, sendo considerado aprovado quando não apresenta quebra ou fissura na região dobrada. Este ensaio tenta reproduzir as condições em que os materiais serão utilizados nas obras. Os diâmetros dos pinos exigidos pelo ensaio são indicados na tabela número dois do Anexo B da NBR 7480:1996. É importante observar que este é o dobramento realizado nos laboratórios das siderúrgicas para acompanhamento de

produção de CA25, CA50 e CA60 e liberação do produto para expedição. É o mesmo ensaio utilizado pelos laboratórios externos para liberação do produto nas obras.

Pode ser observado que as condições de dobramento da NBR 7480 são mais rígidas do que na NBR 6118:2003 ou na NBR 14931:2003 dando uma maior segurança ao usuário na utilização. Alguns fatores interferem para que as condições de liberação da NBR 7480 sejam mais severas que as de aplicação. São eles: i) nos laboratórios de ensaio a temperatura ambiente é melhor controlada; ii) a aplicação da força de dobramento é constante e homogênea durante todo o processo; iii) os pinos suporte da máquina de dobramento do laboratório têm giro livre, impedindo o travamento da barra.

Segundo Andrade (BELGO (2004b)), o dobramento das barras em condições mais agressivas pode fragilizar o material em partes das regiões dobradas, seja por ter utilizado quase toda resistência do aço para dobrá-lo em pinos menores (e que exigem maior esforço), seja por provocar pequenas trincas ou fissuras nas bases das nervuras, o que diminui a área resistente da barra. O autor supracitado observa, ainda, que o fato da barra não quebrar, devido ao dobramento inadequado, acaba sendo muito pior (se ela se quebrasse, não seria aproveitada e, por conseguinte, não comprometeria o elemento estrutural, no caso de alguma sobrecarga acidental na estrutura).

### **3.3.4 Aderência**

Segundo SUSSEKIND (1983), as primeiras barras de aço empregadas nas peças em concreto foram redondas e lisas (as mais simples de fabricar), as quais “resolveram o problema, enquanto não se pensou em aços de maior resistência, visando diminuir o consumo de armação nestas peças”.

Assim, as “barras lisas” são fabricadas apenas para aços de baixa resistência. As barras de alta resistência apresentam melhores propriedades de aderência, devido à existência de nervuras perpendiculares ou inclinadas aos eixos da barra, recebendo a denominação de “aços nervurados” (LEONHARDT, 1983), ou “barras de alta aderência”, segundo FUSCO (1995). Para este último autor, “essa classificação simplista decorre de que a aderência das barras nervuradas é praticamente a mesma para as diversas conformações superficiais adotadas para diferentes fabricantes.”

O item 5.3.2 da NBR 7480: 1996 prevê que “as barras e fios de aço de diâmetro nominal igual a 10,0 mm ou superior devem apresentar as propriedades de aderência<sup>14</sup> exigidas para a categoria correspondente, definidas pelos coeficientes de conformação superficial ( $\eta$ ), ou simplesmente coeficiente de aderência, igual a 1,0 para a categoria de aço CA25 e 1,5 para os aço de categoria CA50 e CA60. As barras da categoria CA50 são obrigatoriamente providas de nervuras transversais e oblíquas.

O ensaio de aderência deve ser determinado de acordo com a NBR 7477. O Item 6. 5.3 da NBR 7480 diz que “mediante acordo entre produtor e comprador e quando a utilização das barras não permitir a espera para realização do ensaio de fissuração, pode-se adotar o coeficiente de conformação superficial  $\eta = 1,5$ , desde que sejam atendidas as exigências do Anexo A da referida norma, que são:

---

<sup>14</sup> A aderência é o grau com que a barra ou fio adere ao concreto e está diretamente relacionada às dimensões das nervuras ou entalhes existentes na superfície do produto.

- os eixos das nervuras transversais ou oblíquas devem formar, com a direção do eixo da barra, um ângulo igual ou superior a 45° (Figura 3.5);
- as barras devem ter pelo menos duas nervuras longitudinais contínuas e diametralmente opostas, exceto no caso em que nervuras transversais estejam dispostas de forma a se oporem ao giro da barra dentro do concreto;
- para diâmetros nominais maiores ou iguais a 10,0 mm, a altura média das nervuras transversais ou oblíquas deve ser igual ou superior a 0,04 do diâmetro nominal, e para diâmetros nominais inferiores a 10,0 mm, deve ser igual ou superior a 0,02 do diâmetro nominal;
- o espaçamento médio das nervuras transversais ou oblíquas, medido ao longo de uma mesma geratriz, deve estar entre 0,5 e 0,8 do diâmetro nominal;
- as nervuras devem abranger pelo menos 85% do perímetro nominal da seção transversal da barra.

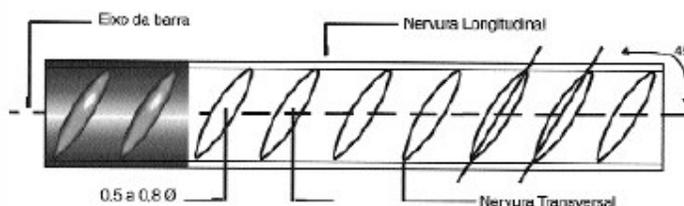


Figura 3.5 - Distância entre nervuras e ângulos em relação ao eixo da barra

### 3.4 Aferição da qualidade do aço

No Brasil, recentemente, foi introduzida a exigência da Marca de Conformidade Compulsória para os vergalhões utilizados na construção civil, em virtude dos aspectos de segurança relacionados com o produto. A obrigatoriedade da Marca de Conformidade foi estabelecida a partir de 09 de julho de 1999, conforme Portaria número 46 de 23/3/99 do INMETRO (Instituto Nacional de Metrologia), valendo tanto para os produtos nacionais como para os importados. (BELGO, 2003a)

Trata-se de um instrumento com endosso da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) e principalmente do INMETRO (Instituto Nacional de Metrologia), órgão do Governo Federal, que atesta para o mercado e principalmente para o consumidor final que os vergalhões para construção civil das empresas certificadas atendem a Norma Brasileira NBR 7480 (Barras e fios de aço destinados a armadura de concreto armado). O termo "Marca de Conformidade" é também conhecido por "Selo de Conformidade" ou "Selo de Qualidade" e costuma estar estampado nas etiquetas que fazem a identificação do aço fornecido à obra (Figura 3.6). (BELGO, 2003a)

A obtenção e a manutenção da Marca de Conformidade é feita através de auditorias periódicas realizadas pela ABNT/INMETRO. Essas auditorias consistem na verificação de todo o Sistema da Qualidade do fabricante, incluindo a execução de testes em amostras coletadas nas usinas das empresas siderúrgicas e no mercado distribuidor. Os testes são feitos nos laboratórios das empresas produtoras, e em laboratórios de terceiros, credenciados pelo INMETRO. Entre as vantagens da Marca de Conformidade Compulsória pode se citar:

- segurança na utilização: os testes em vergalhões são muito caros, e somente podem ser feitos em laboratórios sofisticados que normalmente só existem em grandes centros urbanos. Em vista destas dificuldades, é recomendada a utilização de vergalhões produzidos por empresas que detenham a Marca de Conformidade;
- economia: quando a empresa produtora de vergalhões tem a Marca de Conformidade, o número de testes feitos pelas construtoras poderá ser diminuído, gerando economia nos custos e no tempo de espera para execução dos mesmos.



Figura 3.6 - Selo da qualidade estampado na identificação do aço fornecido à obra.

O item 4.7 ("marcação") da NBR 7480:1996 prescreve que toda barra nervurada (barras de aço CA50), em todas as bitolas, apresente marcas de laminação em relevo, identificando o produtor com o registro no INPI (Instituto Nacional de Propriedade Industrial), a categoria do material (identificação do produtor e categoria do material) e seu respectivo diâmetro nominal. No caso de CA25 e CA60, a identificação é feita na etiqueta do produto ou com marcas em relevo.

### 3.5 O Emprego de armaduras de aço

As barras devem ser ligadas entre si para formar "gaiolas" ou "esqueletos" rígidos, indelocáveis. A esse conjunto de barras, ligadas entre si, dá-se o nome de armadura.

A armadura do concreto com barras, malhas ou telas de aço tem, segundo LEONHARDT; MONNIG (1978), as seguintes funções:

- absorver os esforços de tração em peças estruturais solicitadas à flexão e à tração, contribuindo para a capacidade resistente ou para a estabilidade da estrutura;
- fazer com que as fissuras no concreto, sob a ação de cargas de utilização, permaneçam na ordem de grandeza de capilares (não sejam facilmente visíveis a olho nu);
- limitar a abertura das fissuras devido a estados de tensão produzidos por efeitos de coação, tais como o impedimento à deformação, no caso de variação de temperatura, de retração, de estruturas hiperestáticas etc.
- em peças comprimidas, aumentar a capacidade resistente do concreto à compressão (por exemplo, no caso de pilares) ou a segurança de peças comprimidas esbeltas contra a flambagem.

FUSCO (1995) atenta para o fato de que, considerando as diferentes partes das construções de concreto, torna-se necessário o estabelecimento de regras para a organização do arranjo das armaduras de cada uma das peças estruturais empregadas. E que tais regras devem estar baseadas no conhecimento da distribuição dos seus esforços internos.

O mesmo autor coloca que "as armaduras de aço deixaram de ser tratadas como meras fibras resistentes à tração, que poderiam ser criadas livremente pelo projetista, procurando-se agora o conhecimento objetivo do real comportamento dessas armaduras até os possíveis estados-limite últimos das peças estruturais."

"O concreto armado deixou de ser tratado quase como se fosse um material unitário e passou a ser considerado como um material composto, pelo concreto e pelo aço, devendo respeitar-se a compatibilidade de funcionamento solidário desses dois materiais."

FUSCO (1995) apresenta duas possibilidades para o arranjo das armaduras. Na primeira, as barras da armadura são distribuídas por toda a peça estrutural (ao se abrir uma fissura já existe localmente uma armadura capaz de absorver os esforços de tração que são liberados pelo concreto).

A segunda possibilidade de arranjo das armaduras decorre da constatação de que partes das barras são melhor aproveitadas quando colocadas concentradas em determinadas posições preferenciais da peça; surgem, então, os arranjos padronizados, que conferem maior simplicidade e economia.

A Tabela 3.7 apresenta uma classificação geral, proposta por FUSCO (1995), que considera as funções específicas das armaduras, tendo em vista o seu emprego em diferentes peças de concreto. A Figura 3.7 exemplifica a classificação apresentada na Tabela 3.7.

Segundo FUSCO (1995) "os arranjos das armaduras das peças de concreto armado têm a sua padronização decorrente de experiência acumulada ao longo do tempo e refletem o grau de conhecimento existente sobre o funcionamento interno das peças estruturais. A cada tipo de peça estrutural corresponde um arranjo básico de suas armaduras."

Tabela 3.7 - Classificação e descrição das armaduras padronizadas. Fonte: FUSCO, 1995.

<b>Classificação das Armaduras Padronizadas</b>	<b>Subdivisão</b>	<b>Função</b>
1. Armaduras de equilíbrio geral	1.1 Armaduras longitudinais	São dispostas ao longo da peça e freqüentemente são chamadas de armadura de tração, ou de flexão.
	1.2 Armaduras transversais	No caso das vigas as armaduras transversais resistem às forças cortantes. Nas lajes são as armaduras de flexão. Nos pilares inexistem.
2. Armaduras auxiliares	2.1 Armaduras de montagem	Servem para facilitar a montagem geral da armadura, como é o caso dos porta-estribos das vigas, ou para permitir a manutenção da posição das demais armaduras durante a concretagem da peça.
	2.2 Armaduras de pele	Impedirem uma fissuração superficial exagerada da peça, nas condições de utilização normal. São usualmente empregadas em vigas altas e em peças em que o cobrimento da armadura principal é excessivo.
	2.3 Armaduras complementares	Podem ter função de armadura de equilíbrio ou armadura de pele.
3. Armaduras de equilíbrio local (solidarização)	3.1 Armaduras de costura	São empregadas quando a solidarização depende da absorção de esforços tangenciais que agem ao longo de um dado plano ou de uma outra superfície qualquer interna da peça. Ancoragens e emendas das barras são exemplos de situações em que são necessárias armaduras de costura.
	3.2 Armaduras contra o fendilhamento	São necessárias quando a solidarização depende de absorção de esforços de tração decorrentes de uma compressão localizada (por exemplo, nas ancoragens feitas por meio de dobras ou de ganchos).
	3.3 Armaduras contra a flambagem das barras comprimidas	Permitem levar as barras comprimidas até o escoamento. Essas armaduras garantem a solidarização das armaduras comprimidas ao concreto que as envolve. Os estribos dos pilares são essencialmente armaduras de solidarização contra a flambagem das barras longitudinais.
	3.4 Armaduras de equilíbrio dos desvios dos esforços longitudinais	Garantem a integridade da peça, seja na presença de desvios do banzo comprimido das mesmas, seja na de barras tracionadas curvilíneas que tendem a se destacar do concreto.

### 3.5 Armaduras de suspensão

Necessárias nos cruzamentos de vigas, quando uma delas se apóia sobre a outra, fazendo com que haja a necessidade de um verdadeiro tirante interno de suspensão.

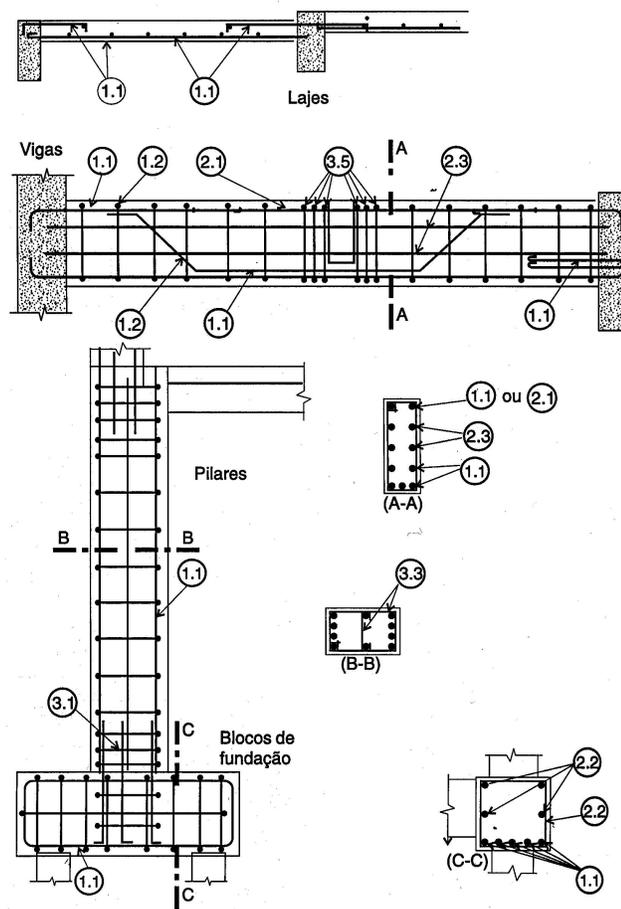


Figura 3.7 - Tipos de armaduras segundo classificação (vide Tabela 3.7) proposta por FUSCO (1995)

#### 3.5.1 Disposições construtivas gerais das armaduras

Faz-se importante recordar algumas disposições construtivas gerais que devem, obrigatoriamente, ser respeitadas no detalhamento (projeto), na fabricação e na montagem das armaduras. São, assim, fundamentais para que os elementos estruturais originados sejam capazes de responder, com segurança, aos esforços para os quais foram projetados. Apresentam-se, a seguir, algumas destas disposições/prescrições com alguns breves comentários, extraídos das obras de alguns dos mais renomados nomes sobre o tema (a intenção aqui é apenas a de lembrar o leitor sobre os pontos mais importantes), como AMARAL (1964); FUSCO (1975); LEONHARDT (1983); SUSSEKIND (1983), bem como da NBR 6118:2003.

### 3.5.1.1 Afastamento mínimo das barras

O item 7.5 (detalhamento das armaduras) da NBR 6118:2003 prescreve que: i) as barras devem ser dispostas dentro do componente ou elemento estrutural, de modo a permitir e facilitar a boa qualidade das operações de lançamento e adensamento do concreto; ii) seja previsto no detalhamento da disposição das armaduras espaço suficiente para a entrada da agulha do vibrador.

FUSCO (1995) admite que o espaço livre entre as barras isoladas da armadura, tanto na direção vertical quanto na horizontal (Figura 3.8), deve ser de pelo menos 2 cm e não menor que o diâmetro das barras. No caso de barras de diâmetros diferentes vale o diâmetro da barra mais grossa. Para facilitar o lançamento do concreto, o autor supracitado diz que é conveniente e recomendável o agrupamento de barras da armadura, formando-se feixes (desde que utilizadas barras de alta aderência, com bitolas maior ou igual a 25mm e com 2 a 3 barras por feixe).

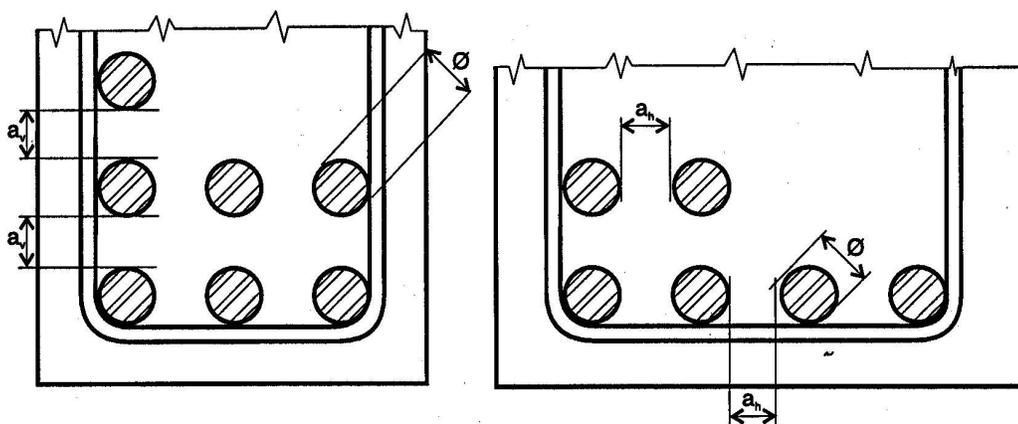


Figura 3.8 - Espaçamento mínimos de barras. Fonte: FUSCO (1995)

### 3.5.1.2 Ancoragem das armaduras

O item 9.4 da NBR 6118:2003 prescreve que todas as barras das armaduras devem ser ancoradas de forma que os esforços a que estão submetidas sejam integralmente transmitidos ao concreto, seja por meio de aderência ou de dispositivos mecânicos ou combinação de ambos.

A ancoragem das armaduras dá-se de duas maneiras: i) por aderência; ii) por meio de dispositivos mecânicos.

A ancoragem por aderência acontece quando os esforços são ancorados por meio de um comprimento reto ou com grande raio de curvatura, seguido ou não de gancho.

As barras tracionadas<sup>15</sup> podem ser ancoradas ao longo de um comprimento retilíneo ou com grande raio de curvatura em sua extremidade, de acordo com as seguintes condições: i) obrigatoriamente com gancho nas extremidades, para barras lisas; ii) sem

<sup>15</sup> As barras comprimidas devem ser ancoradas sem ganchos.

gancho nas que tenham alternância de solicitação, de tração e compressão; iii) com ou sem gancho nos demais casos, não sendo recomendado o gancho para barras de  $\phi > 32\text{mm}$  ou para feixes de barras.

Os ganchos das extremidades das barras da armadura longitudinal de tração podem ser: semicirculares, com ponta reta de comprimento não inferior a  $2\phi$ ; em ângulo de  $45^\circ$  (interno), com ponta reta de comprimento não inferior a  $4\phi$ ; em ângulo reto, com ponta reta de comprimento não inferior a  $8\phi$ . (Figura 3.9)

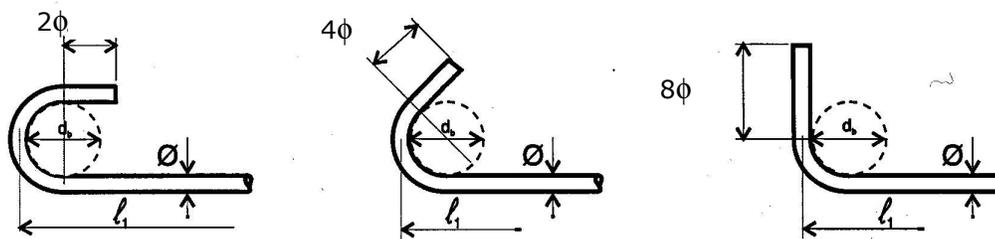


Figura 3.9 - Ganchos das barras da armadura longitudinal de tração.

Para as barras lisas, os ganchos das armaduras longitudinais de tração devem ser semicirculares, sendo que o gancho interno da curvatura deve ser maior ou igual aos estabelecidos na Tabela 3.4 (tabela 9.1 da NBR 6118:2003).

Pode-se, ainda, utilizar-se barras transversais soldadas para a ancoragem das barras longitudinais, desde que sejam obedecidas algumas prescrições citadas no item 9.4.2.2 da NBR 6118:2003.

Em se tratando de estribos, a ancoragem por aderência pode se dar, também, através de ganchos ou barras transversais soldadas.

No caso dos ganchos dos estribos, eles podem ser: semicirculares ou em ângulo de  $45^\circ$  (interno), com ponta reta de comprimento igual a  $5\phi_t$ , porém não inferior a 5cm; em ângulo reto, com ponta reta de comprimento maior ou igual a  $10\phi_t$ , porém não inferior a 7cm (este tipo de gancho não deve ser utilizado para barras e fios lisos).

O diâmetro interno da curvatura dos estribos deve ser, no mínimo, igual ao índice dado na Tabela 3.5 (tabela 9.2 da NBR 6118:2003), mostrada no item 2.3.2.2.3.

Segundo FUSCO (1995), o comprimento de ancoragem de uma armadura é função da conformação superficial das suas barras, da qualidade do concreto, da posição da armadura em relação às etapas de concretagem, dos esforços de tração das barras e do arranjo da própria ancoragem.

O item 9.4.2.4 da NBR 6118:2003 apresenta uma equação para o cálculo do comprimento de ancoragem básico, que possui um fator multiplicador "K" (reductor do comprimento necessário) que considera a resistência de aderência (ditada pelo uso de barras lisas ou nervuras, pelas zonas de aderência e pela bitolas das barras).

Na determinação do comprimento de ancoragem necessária ( $l_{bo}$ ), previsto no item 9.4.2.5 da NBR 6118:2003, pode-se minorar o comprimento de ancoragem básico " $l_{b,nec}$ " (desde que respeitados os valores mínimos), em função da presença de ganchos (o

comprimento de ancoragem é reduzido em 30% quando comparado ao valor do comprimento de ancoragem de uma barra reta).

### 3.5.1.2.1 Ancoragem por meio de dispositivos mecânicos

O item 9.4.7 da NBR 6118:2003 prevê que quando forem utilizados dispositivos mecânicos (que podem ser elementos metálicos, de forma e tamanhos variáveis, rosqueáveis ou soldados (com ou sem o uso de luvas) às barras, conforme exemplos ilustrados na Figura 3.10) acoplados às armaduras a ancorar, a eficiência do conjunto deve ser justificada e, quando for o caso, comprovada através de ensaios. O projeto deve prever os efeitos localizados desses dispositivos, através de verificação da resistência do concreto e da disposição de armaduras adequadas para resistir aos esforços gerados e manter as aberturas de fissuras nos limites especificados, conforme indicado no item 21.2 da referida norma.

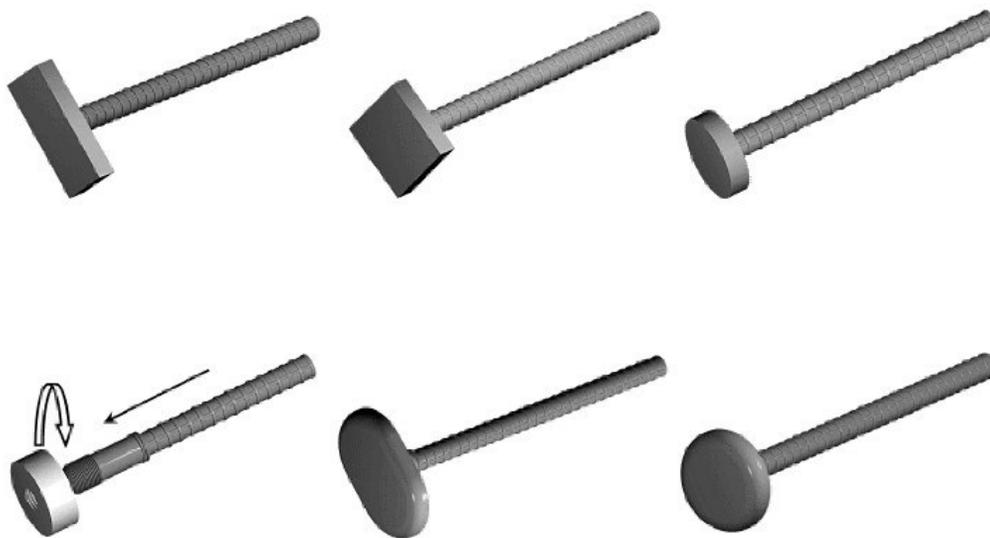


Figura 3.10 - Exemplos de dispositivos para ancoragem mecânicas das barras das armaduras.

### 3.5.1.3 Emendas das barras das armaduras

A NBR 6118:2003 prevê que as emendas das barras de aço podem ser dos seguintes tipos: i) por transpasse; ii) por luvas com preenchimento metálico, rosqueadas ou prensadas; iii) por solda; iv) por outros dispositivos devidamente justificados.

As emendas por transpasse de barras tracionadas são feitas pela justaposição de duas barras ao longo do "comprimento de transmissão". No caso de barras de alta aderência a emenda pode ser reta, sendo facultativo o emprego de ganchos.

FUSCO (1995) recorda que as barras a serem emendadas podem ser colocadas bem próximas uma das outras. "No caso de barras de alta aderência, com nervuras ou saliências, as barras podem ser postas em contato direto, pois a presença de saliências garante o envolvimento de argamassa. Neste caso as barras podem ser amarradas com arame recozido, para garantir a posição das mesmas durante a concretagem. Por outro

lado, para que a transmissão de esforços possa ser feita eficientemente, a distância entre as barras a serem emendadas não deve ultrapassar o valor de  $4\phi$ .

O item 9.5.2 da NBR 6118:2003 trata a questão das emendas por transpasse, apresentando valores como a proporção de barras emendadas, comprimentos de transpasse, tanto para barras isoladas, quanto para feixes de barras, considerando disposições diferenciadas para barras tracionadas e comprimidas.

O item 9.5.3 da NBR 6118:2003 prevê que, para esse tipo de emenda, as luvas rosqueadas devem ter resistência maior que as barras emendadas.

O item 9.5.3 da NBR 6118:2003 aponta que as emendas por solda exigem cuidados especiais quanto às operações de soldagem, que devem atender a especificações de controle do aquecimento e resfriamento da barra, conforme normas específicas. As emendas por solda podem ser: i) de topo, por caldeamento, para bitola não menor que 10mm; ii) de topo, com eletrodo, para bitola não menor que 20mm; por transpasse com pelo menos dois cordões de solda longitudinais.

#### **3.5.1.4 Cobrimento das armaduras**

As armaduras de aço dentro da massa de concreto são protegidas contra a corrosão pelo fenômeno de "passivação do aço", que ocorre em virtude da grande alcalinidade do meio ambiente (o pH da água existente nos poros do concreto atinge valores até superiores a 12,5). Nesse ambiente altamente alcalino, forma-se, na superfície das barras de aço uma camada microscópica impermeável de óxido de ferro, que se constitui na camada apassivadora. Tal película impede a dissolução de íons  $Fe^{++}$ , tornando-se impossível a corrosão das armaduras, mesmo que haja umidade no meio ambiente. A corrosão da armadura só se dá se a película passivadora for destruída, o que pode acontecer de três formas: i) pela redução do pH abaixo de nove, por efeito da carbonatação do concreto da camada de cobertura; ii) pela presença de íons cloreto ou de outros íons, como os provenientes da poluição atmosférica; iii) pela lixiviação do concreto na presença de fluxos de água que percolem através de sua massa.

A proteção das armaduras depende tanto da qualidade do concreto (compacidade e impermeabilidade) quanto de uma camada de cobertura das armaduras com espessura adequada. FUSCO (1995) chama a atenção para o fato de que "a camada de cobertura deve proteger todas as barras da armadura, devendo por isso ser medida a partir das barras mais próximas à superfície da peça, considerando-se inclusive a presença de estribos ou de barras de armaduras secundárias e mesmo de armaduras construtivas" (Figura 3.11).

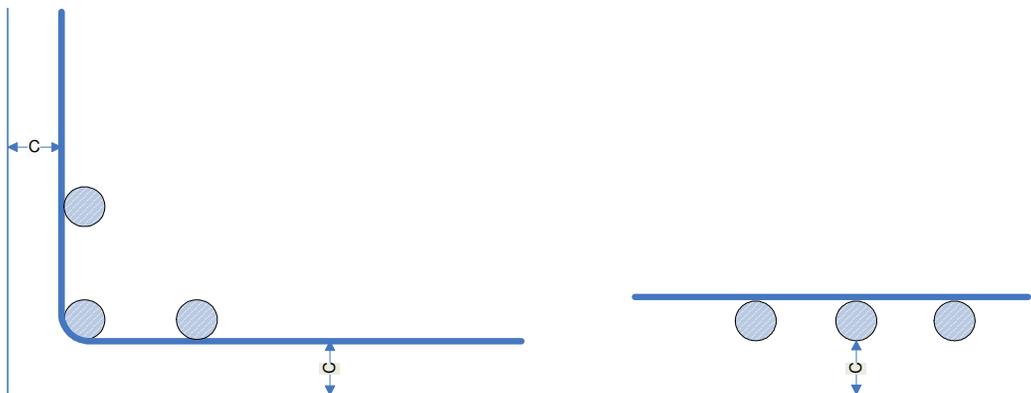


Figura 3.11 - Exemplo de camada de cobertura (espessura "c"). Fonte: FUSCO (1995)

O item 7.4.7.2 da NBR 6118:2003 prescreve que, para garantir o cobrimento mínimo ( $c_{min}$ ), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal ( $c_{nom}$ ), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução ( $\Delta c$ ). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na tabela 7.2 da NBR 6118:2003, que prevê cobrimento nominal para  $\Delta c=10\text{mm}$ , bem como os cobrimentos nominais mínimos prescritos no item 7.4.7.5 da referida norma.

O item 7.4.7.4 da NBR 6118:2003 diz que, "quando houver um controle de qualidade e rígido limites de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução pode ser adotado um valor  $\Delta c=5\text{mm}$ , mas a exigência de controle rigoroso deve ser explicitada nos desenhos de projeto. Permite-se, então, a redução dos cobrimentos nominais prescritos na tabela 7.2 da NBR 6118:2003 em 5 mm.

### 3.5.2 Disposições Construtivas Específicas quanto aos Principais Elementos Estruturais das Edificações

A NBR 6118:2003 prevê, no item 18.2.1, que o "arranjo das armaduras deve atender não só à sua função estrutural como também às condições adequadas de execução, particularmente com relação ao lançamento e ao adensamento do concreto. Os espaços devem ser projetados para a introdução do vibrador e de modo a impedir a segregação dos agregados e a ocorrência de vazios no interior do elemento estrutural".

#### 3.5.2.1 Armadura dos Pilares

##### 3.5.2.1.1 Considerações gerais sobre o elemento estrutural

A NBR 6118:2003 define pilares como "elementos lineares<sup>16</sup> de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes".

<sup>16</sup> A NBR 6118:2003 define elementos lineares como sendo aqueles em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal, sendo também denominados barras.

FUSCO (1995) diz que a seção transversal dos pilares, formada pelo concreto e pelas barras da armadura longitudinal, deve garantir a segurança em relação à resistência e à estabilidade da construção. A armadura transversal dos pilares, formadas por estribos, tem como principal função impedir a flambagem das barras de aço comprimidas dentro do concreto e manter a posição das barras da armadura longitudinal durante a concretagem da peça.

A NBR 6118:2003 prescreve que a seção transversal dos pilares, independentemente da sua forma, não deve apresentar dimensão menor que 19 cm. Porém, tal limite pode ser reduzido (até 12 cm) desde que se multipliquem as ações consideradas no dimensionamento por um coeficiente adicional prescrito na referida norma. Qualquer que seja o caso, não se permitem pilares com seção transversal inferior a 360 cm<sup>2</sup>.

### 3.5.2.1.2 Arranjos Longitudinais das Armaduras dos Pilares

Ao NBR 6118:2003 deixa bem clara a distinção entre pilares e pilares-parede ao tratar as armaduras longitudinais. No caso dos pilares cuja maior dimensão da seção transversal exceda em cinco vezes a menor dimensão (que caracteriza, portanto, os pilares-parede), além das exigências normais dos pilares, deve-se atender ao que estabelece a seção 15 da referida norma.

A Tabela 3.8 apresenta as considerações da NBR 6118:2003 sobre a disposição das barras longitudinais.

Tabela 3.8 - Prescrições quanto às disposições das barras longitudinais pela NBR 6118:2003 (item 18.4.2)

Aspecto	Prescrição
Diâmetro	Os diâmetros das barras longitudinais não devem ser inferiores a 10mm nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal.
Taxa de armadura	A taxa geométrica da armadura deve respeitar os valores máximos e mínimos especificados no item 17.3.5.3.
Distribuição transversal	Em seções poligonais, deve existir pelo menos uma barra em cada vértice; em seções circulares, no mínimo seis barras distribuídas ao longo do perímetro. O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, fora da

região das emendas, deve ser maior ou igual ao maior dos seguintes valores: 20mm; diâmetro da barra, do feixe ou da luva; 1,2 vez o diâmetro máximo do agregado.

FUSCO (1995) faz as seguintes observações quanto as arranjos típicos das armaduras longitudinais dos pilares:

- Nos edifícios, por razões construtivas, as emendas da armadura longitudinal são sempre feitas acima da laje dos diferentes andares de construção.
- Quando não há mudança da seção transversal do pilar de um tramo ao seguinte, somente têm o comprimento necessário à emenda por transpasse as barras que efetivamente irão ter prolongamento no tramo superior.
- Quando o prolongamento da barra não é possível, empregam-se barras suplementares que funcionam como arranque para o prolongamento do pilar.
- A prática conhecida como “engarrafamento” da armadura somente pode ser tolerada quando as dimensões do pilar são superabundantes, e sua resistência não depende da eficiência do funcionamento da armadura.

### 3.5.2.1.3 Arranjos Transversais das Armaduras dos Pilares

O item 18.4.3 da NBR 6118:2003, que trata da armadura transversal dos pilares, diz que ela é “constituída por estribos e, quando for o caso, por grampos suplementares, e que deve ser colocada em toda a altura do pilar, sendo obrigatória sua colocação na região de cruzamento com vigas e lajes”.

A Tabela 3.9 apresenta as considerações da NBR 6118:2003 sobre a disposição das barras transversais.

Tabela 3.9 - Disposições das barras transversais prescrita na NBR 6118:2003 (item 18.4.3)

Aspecto	Prescrição
Diâmetro	O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5mm e nem a $\frac{1}{4}$ do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal.
Distribuição longitudinal	O espaçamento longitudinal entre estribos, medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores: 200mm; menor dimensão da seção; $24\phi^{17}$ para CA-25 e $12\phi$ para CA-50. Quando houver

<sup>17</sup> Diâmetro das barras longitudinais

necessidade de armaduras transversais para forças cortantes e torção, estes valores devem ser comparados com os mínimos prescritos no item 18.3 para vigas, adotando-se o menor dos limites especificados.

O item 18.2.4 da NBR 6118:2003 considera, especificamente, a questão da proteção contra a flambagem das barras. Diz que os “estribos poligonais” garantem contra a flambagem as barras longitudinais situadas em seus cantos e as por eles abrangidas, situadas, no máximo, à distância de  $20 \phi_t$  (onde  $\phi_t$  é o diâmetro da barra do estribo) do canto, se neste trecho de comprimento  $20 \phi_t$ , não houver mais de duas barras, não contando a de canto. “Quando houver mais de duas barras neste trecho ou barra fora dele, deve haver estribos suplementares”.

“Se o estribo suplementar for constituído por uma barra reta, terminada em ganchos, ele deve atravessar a seção do elemento do elemento estrutural e os seus ganchos devem envolver a barra longitudinal. Se houver mais de uma barra longitudinal a ser protegida junto a mesma extremidade do estribo suplementar, seu gancho deve envolver um estribo principal em um ponto junto à uma das barras, o que deve ser indicado no projeto de modo bem destacado”. (Figura 3.12).

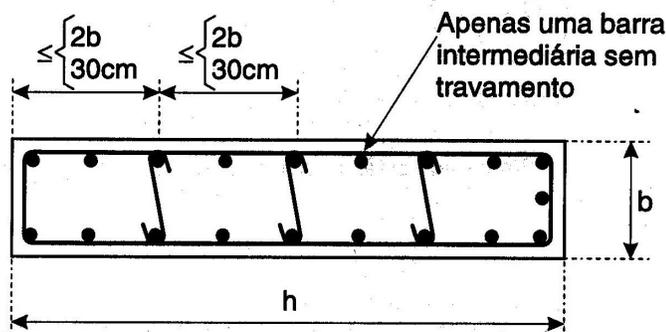


Figura 3.12 - Disposição dos estribos suplementares. Fonte: FUSCO (1995)

### 3.5.2.2 Armadura das Vigas

#### 3.5.2.2.1 Considerações gerais sobre o elemento estrutural

A NBR 6118:2003 define vigas como elementos lineares em que a flexão é preponderante. FUSCO (1995)

Nas vigas, as armaduras longitudinais resistem aos esforços de tração decorrentes dos momentos fletores. Os estribos e as barras dobradas constituem-se na armadura transversal resistente aos esforços de tração decorrentes das forças cortantes. Além das barras longitudinais, existe uma armadura de montagem na face superior da viga, sendo que as barras que a constituem também poderiam funcionar como armadura de compressão, desde que evitada a sua flambagem dentro do concreto. Quando há cruzamento de vigas, há a necessidade de uma armadura de suspensão. Tal armadura é composta por estribos que funcionam como um pendural, colocados junto ao cruzamento e dispostos, principalmente, na viga que dá apoio à outra. Quando a viga tiver altura

significativa, para que se evite a fissuração exagerada em condições de serviço, haverá a necessidade de emprego de uma armadura de pele. Para que as armaduras fiquem completas, pode haver a necessidade de outras barras de aço para absorção de esforços decorrentes de dobras, de ancoragens, de emendas ou de outras causas que ponham em risco a solidariedade existente entre concreto e o aço. Tais barras podem ser genericamente designadas por armaduras de solidarização. FUSCO (1995)

### 3.5.2.2.2 Arranjos Longitudinais das Armaduras

As prescrições apresentadas na NBR 6118:2003, comentadas e apresentadas a seguir, referem-se a vigas isostáticas com relação  $l/h$  (comprimento do vão teórico da viga em relação à altura total da viga) maior ou igual a 3,0 e a vigas contínuas com relação  $l/h$  maior ou igual a 2,0. Vigas com  $l/h$  menores devem ser tratadas como vigas-parede.

A Tabela 3.10 apresenta as considerações da NBR 6118:2003 sobre a disposição das barras longitudinais.

Tabela 3.10 - Disposições das barras longitudinais prescrita na NBR 6118:2003 (item 18.4.2)

Aspecto	Prescrição
Taxa de armadura	A quantidade mínima de armadura de flexão deve ser calculada de acordo com o item 17.3.5 da NBR 6118:2003
Distribuição transversal	O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser maior ou igual aos seguintes valores: i) na direção horizontal: 20mm; diâmetro da barra, do feixe ou da luva; 20% superior ao diâmetro máximo do agregado; ii) na direção vertical: 20mm; diâmetro da barra, do feixe ou da luva; metade do diâmetro máximo do agregado.
Distribuição longitudinal	A distribuição deve seguir prescrições do item 18.3.2.3

### 3.5.2.2.3 Arranjos Transversais das Armaduras

As armaduras destinadas a resistir aos esforços de tração provocados por forças cortantes podem ser constituídas por estribos, combinados ou não com barras dobradas ou barras soldadas.

A Tabela 3.11 apresenta as considerações da NBR 6118:2003 sobre armadura transversal (com estribos) para força cortante.

Tabela 3.11 - Disposições das barras transversais prescritas na NBR 6118:2003 (item 18.3.3)

Aspecto	Prescrição
Diâmetro	O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5mm, sem exceder 1/10 da largura da alma da viga. Quando a barra for lisa, seu diâmetro não pode ser superior a 12mm.

**Estribos**

Os estribos para força cortante devem ser fechados através de um ramo horizontal, envolvendo as barras da armadura longitudinal de tração, e ancoradas na face oposta. O espaçamento mínimo entre estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural, deve ser suficiente para permitir a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento da massa. O espaçamento máximo deve atender às condições prescritas no item 18.3.3.2.

Na Figura 3.13 estão apresentados os arranjos básicos dos estribos das vigas propostos por FUSCO (1995). Segundo ao autor, os estribos abertos são tão eficientes quanto os estribos fechados. "Observa-se, porém, que esforços secundários na estrutura tornam necessária a colocação de armadura suplementar de fechamento, mesmo do lado comprimido da peça. Quando são empregados estribos abertos, é importante observar que, por razões construtivas, o lado fechado é sempre colocado no fundo da fôrma, quer esse lado vá ser comprimido ou tracionado. Quando se empregam estribos múltiplos, os ramos horizontais se sobrepõem parcialmente, a fim de impedir que possa ocorrer a fissuração longitudinal do banzo tracionado".

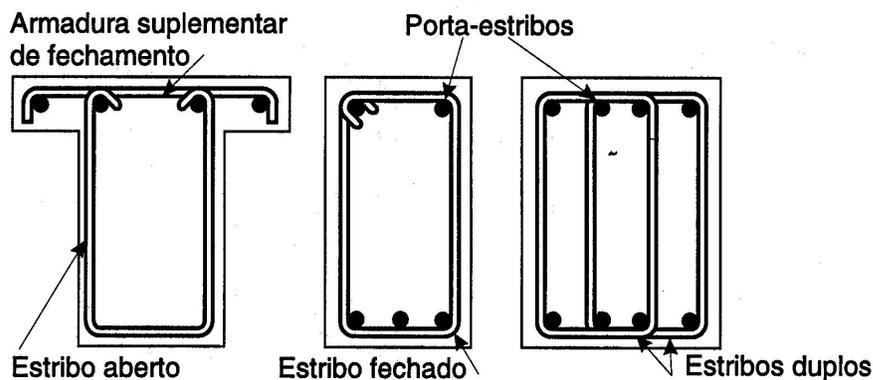


Figura 3.13 - Arranjos básicos de estribos de vigas. Fonte: FUSCO (1995)

O emprego de estribos fechados ou abertos com armadura suplementar de fechamento deve ser decidido pelo projetista, tendo em vista os problemas de montagem da armadura. Devem ser considerados problemas de colocação das barras da armadura longitudinal e do eventual dobramento do ramo de fechamento com o estribo já colocado na fôrma. FUSCO (1995)

FUSCO (1995) salienta que é importante que a largura dos estribos não seja muito grande, "pois as bielas diagonais efetivamente se apóiam nas barras da armadura longitudinal criando problemas de flexão local do ramo horizontal escolhido".

### 3.5.2.3 Armaduras das Lajes

#### 3.5.2.3.1 Considerações gerais sobre o elemento estrutural

De acordo com a classificação geral das peças estruturais (FUSCO, 1995), as placas são estruturas laminares com superfície média plana, solicitadas, predominantemente, por forças perpendiculares ao seu plano médio. Nas estruturas de concreto, as placas

usualmente ganham o nome de lajes. Segundo a NBR 6118:2003, as placas com espessuras maior que 1/3 do vão devem ser estudadas como placas espessas.

A Figura 3.14 apresenta os principais tipo de lajes. As lajes nervuradas são as lajes moldadas no local, ou com nervura pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos está localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte.

As lajes-cogumelo são lajes apoiadas diretamente em pilares com capitéis, enquanto as lajes lisas são apoiadas nos pilares sem capitéis.

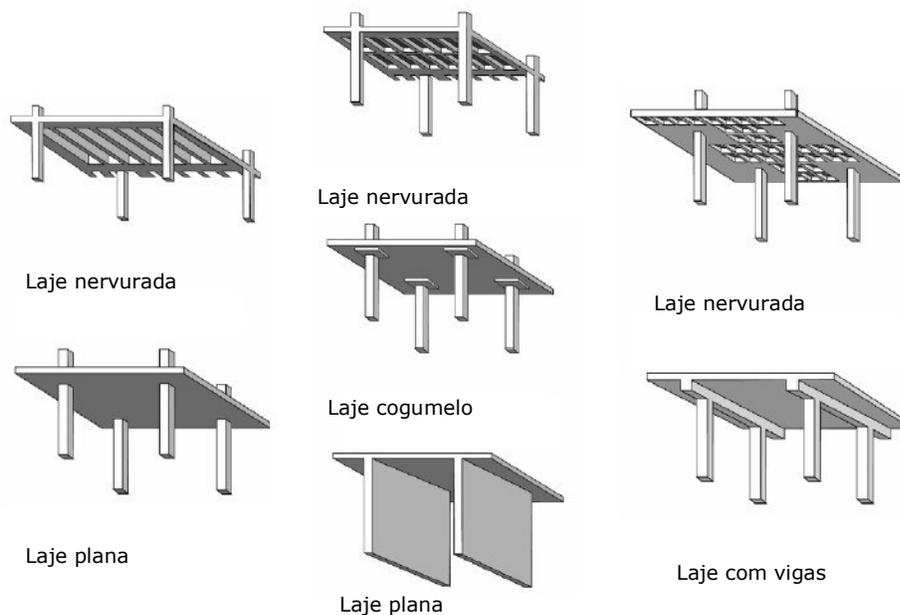


Figura 3.14 - Principais tipos de lajes

### 3.5.2.3.2 Critérios de Arranjo Geral

O item 20.1 da NBR 6118:2003 faz as seguintes prescrições sobre o detalhamento das lajes: i) as armaduras devem estar dispostas de forma a que se possa garantir o seu posicionamento durante a concretagem; i) qualquer barra da armadura de flexão deve ter diâmetro no máximo igual a  $h^{18}/8$ ; iii) as barras da armadura principal de flexão devem apresentar espaçamento no máximo igual a  $2h$  ou  $20\text{cm}$ , prevalecendo o menor desses dois valores na região dos maiores momentos fletores; iv) a armadura secundária de flexão deve ser maior ou igual a 20% da armadura principal, mantendo-se, ainda, um espaçamento entre as barras de, no máximo,  $33\text{cm}$ . A emenda dessas barras deve respeitar os mesmos critérios de emenda das barras da armadura principal; v) os estribos em lajes nervuradas, quando necessários, não devem ter espaçamento superior a  $20\text{cm}$ .

<sup>18</sup> espessura da laje.

### **3.5.2.3.3 Arranjos Longitudinais das Armaduras**

Os princípios básicos para o estabelecimento de armaduras máximas e mínimas são dados pelo item 17.3.5.1 da NBR 6118:2003. "Como as lajes armadas nas duas direções têm outros mecanismos resistentes possíveis, os valores mínimos das armaduras positivas são reduzidos em relação aos dados para elementos estruturais lineares".

O item 19.1 da NBR 6118:2003 fornece os valores mínimos de armadura passiva (necessário para melhorar o desempenho e a ductilidade à flexão e à punção, assim como controlar a fissuração), que deve ser constituída, preferencialmente por barras de alta aderência ou por telas soldadas. Os valores máximo da armadura deve respeitar o limite dado pelo item 17.3.5.2 e 17.3.5.3 da NBR 6118:2003.

### **3.5.2.3.4 Arranjos Transversais das Armaduras**

As lajes maciças ou nervuradas (conforme item 17.4.1.1.2-b) podem prescindir de armadura transversal, para resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante, quando está referida força obedecer à expressão prescrita no item 19.4.1 da NBR 6118:2003.

## 4 CONCRETAGEM

Ao conjunto de atividades relativas à produção, ou recebimento, transporte e aplicação do concreto, dá-se o nome de concretagem.

Essa é a etapa final de um ciclo de execução da estrutura e, embora seja a de menor duração, necessita de bom planejamento e gestão dos diversos fatores que interferem no melhor ou pior aproveitamento dos recursos, induzindo ou evitando os desperdícios e sobreconsumos.

### 4.1 O concreto e as suas formas de produção

O concreto de cimento Portland é presentemente o mais utilizado material manufaturado. Julgando pelas tendências mundiais, o futuro do concreto parece ser ainda mais promissor, porque, para a maioria das aplicações, ele oferece propriedades adequadas a um baixo custo combinando com os benefícios ecológicos e de economia de energia (METHA & MONTEIRO, 1994).

Estima-se que o atual consumo mundial de concreto seja da ordem de 5,5 bilhões de toneladas por ano, sendo superado apenas pela água. Segundo METHA & MONTEIRO (1994), as razões de ser tão largamente utilizado são as seguintes: excelente resistência à água; facilidade com que os elementos estruturais de concreto podem ser executados, numa variedade de formas e tamanhos; e baixo custo e facilidade de produção/aquisição.

O concreto é uma mistura homogênea de aglomerante, agregado miúdo, agregado graúdo e água, podendo, ainda, serem utilizados aditivos. O aglomerante mais utilizado é o cimento Portland, que pode ser adicionado de escória, pozolana, *filler* calcário entre outros, buscando melhorar o seu desempenho.

O projeto de revisão da NBR 6118 : (2000), no texto de discussão, prevê que o valor mínimo para a resistência característica à compressão, especificada para a idade de 28 dias, para concretos estruturais apenas com armadura passiva, deve ser de 20 MPa, e 25 MPa para concretos com armadura ativa, acrescentando-se que pode ser adotada a massa específica de 2.500kg/m<sup>3</sup> para o concreto armado

De um modo geral, o concreto com fins estruturais pode ser produzido em dois locais: em uma usina ou na obra. Na usina, os materiais são dosados através de balanças, transportados por esteiras e, então, colocados no caminhão-betoneira, que mistura e transporta o concreto até a obra. Na obra, os materiais são dosados em padiolas, por volume, ou em balanças, e misturados em betoneira.

As obras de médio e grande porte, em grandes centro urbanos, comumente utilizam concretos usinados. Essa opção deve-se a diversos fatores, entre eles: maior precisão na dosagem; maior uniformidade das diversas betonadas; maior capacidade de produção; possibilidade de repasse da responsabilidade para empresa especializada; e eliminação dos espaços para estoque de materiais no canteiro.

## 4.2 A execução da concretagem

O serviço de concretagem consiste em receber ou produzir o concreto, transportá-lo até o local de aplicação, lançá-lo nas fôrmas, espalhá-lo, adensá-lo, nivelá-lo, dar-lhe o acabamento superficial desejado e curá-lo.

Como atualmente a maioria das obras utiliza concreto pré-misturado, não será descrito aqui o seu processo de produção, partindo-se do pressuposto que este já foi produzido e encontra-se na obra.

Portanto, a execução da concretagem abrangerá as etapas de recebimento, transporte e aplicação. A Figura 4.1 apresenta um fluxograma esquemático com essas etapas.

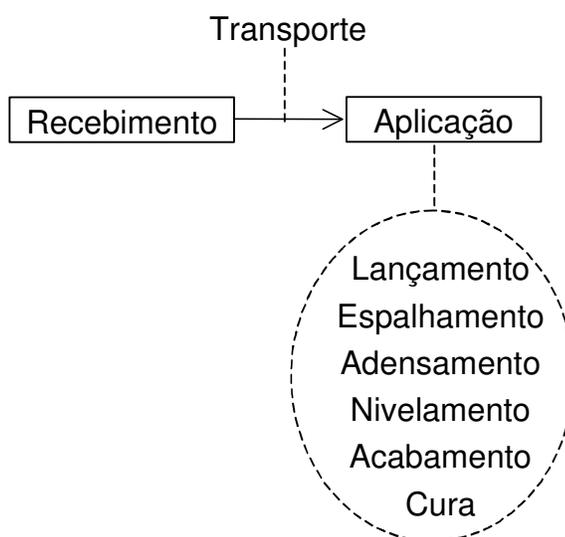


Figura 4.1 – Fluxograma esquemático das etapas da concretagem

### 4.2.1 Recebimento

O concreto chega à obra em caminhões-betoneira, devendo ser recebido por um profissional qualificado, que irá conferir a nota fiscal, verificando o volume e resistência característica nela constantes, além da integridade do lacre do caminhão, que garantirá que o concreto não foi descarregado desde a sua saída da usina. Durante o recebimento, deverá ser verificada a consistência do concreto, normalmente pelo método do abatimento do tronco de cone, que pode ser feito por uma empresa especializada em controle tecnológico ou por um operário treinado para tal função.

### 4.2.2 Transporte

A adequação do canteiro de obras, especialmente do sistema de transporte de concreto, às características e particularidades da estrutura e da obra, são imprescindíveis para a otimização da utilização dos recursos. Em função dos volumes a serem concretados, da velocidade de aplicação, da distância entre o recebimento e a utilização, entre outros

aspectos, tem-se condições de ajustar o arranjo físico do canteiro, dimensionando o sistema de transporte de modo a obter maior rendimento da mão-de-obra e dos equipamentos e diminuir as interferências com as demais atividades. Para isso, torna-se necessário entender as diversas formas de se transportar o concreto.

A movimentação pode ser com ou sem decomposição do movimento. No primeiro caso, podem ser utilizados diversos equipamentos no transporte horizontal, tais como carrinho-de-mão (Figura 4.2a) ou jérica (Figura 4.2b), enquanto que a movimentação vertical é feita utilizando um equipamento específico, normalmente o elevador de carga (**Erro! A origem da referência não foi encontrada.c**).

O carrinho-de-mão é um equipamento concebido para a movimentação de terra, tendo a sua utilização no transporte de concreto e outros materiais muito criticada. O seu volume reduzido, menos de 80 litros, e a dificuldade de equilíbrio em apenas uma roda tornam o seu uso improdutivo e indutor do desperdício de materiais. Apesar disso, continua sendo utilizado em muitas obras no Brasil.

A jérica é considerada uma evolução do carrinho-de-mão, sendo bastante usada no transporte a pequenas e médias distâncias. O volume das jericas encontradas no mercado varia de 110 a 180 litros, e o fato de ter duas rodas, facilitando a sua movimentação, a torna preferida em relação ao primeiro equipamento citado.

Quando o transporte é decomposto, geralmente utilizam-se passarelas sobre a fôrma da laje, formando caminhos que permitem o acesso de jericas e carrinhos-de-mão até o local de lançamento sem que as armações e os embutidos sejam danificados (Figura 4.3).

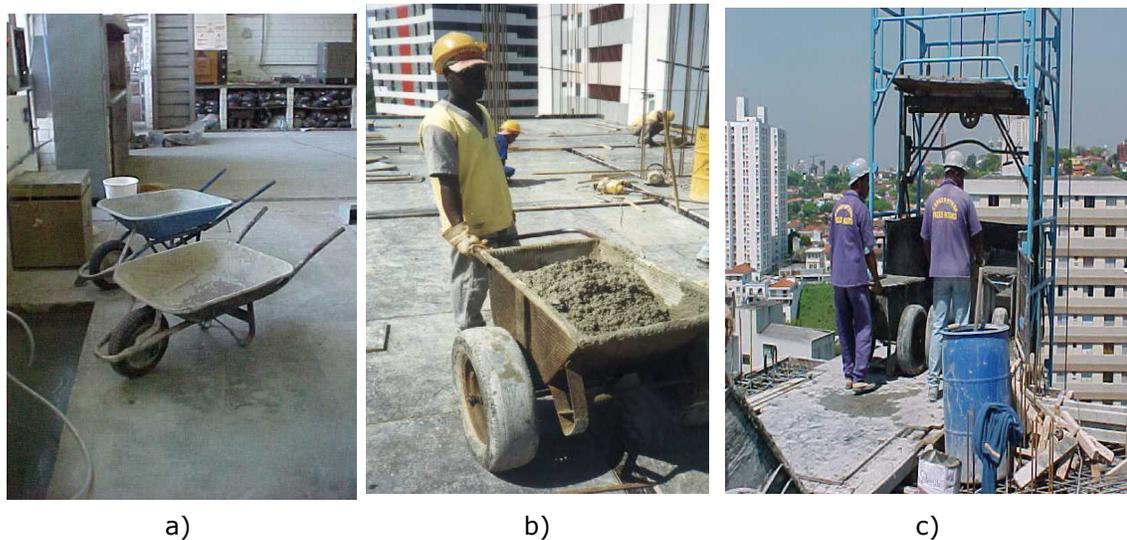


Figura 4.2 – Equipamentos para transporte de concreto com decomposição do movimento: a) carrinhos-de-mão; b) jérica; c) elevador de carga.



Figura 4.3 – a) e b) Passarelas para movimentação de jericas em concretagem de laje.

Quando a movimentação se dá sem decomposição do movimento, esta pode ser feita por bombeamento (Figura 4.4a) ou grua (Figura 4.4b).

A utilização de bombas para o transporte de concreto permite a continuidade no fluxo do material e a redução da mão-de-obra necessária. As bombas podem ser estacionárias ou acopladas a lanças, e a opção entre elas é função das características do local a ser concretado, tais como, altura e dimensões, e condições do canteiro. A bomba-lança tem a praticidade de movimentar o mangote mecanicamente durante a concretagem, além de evitar a montagem e desmontagem da tubulação fixa. Seus limitantes são a altura, as dimensões da laje e os espaços no canteiro. A bomba estacionária tem uma pressão maior, alcançando maiores alturas, podendo a sua tubulação fazer percursos horizontais e verticais até o local a ser concretado. Tem como desvantagens a necessidade de uma tubulação fixa, a retirada e remontagem dos tubos no decorrer da concretagem e a utilização de uma mão-de-obra maior para segurar o mangote.

Similarmente ao aço, a utilização da grua para o transporte de concreto pode ser bastante interessante. Além de fazer a movimentação horizontal e vertical com um único equipamento, a sua adoção elimina boa parte da mão-de-obra envolvida, além de liberar a utilização do elevador de cargas para transporte de outros materiais.



Figura 4.4 – Equipamentos para transporte de concreto sem decomposição do movimento: a) bomba-lança; b) grua.

Entretanto, qualquer que seja o sistema de transporte, é de suma importância o conhecimento do desempenho dos diversos equipamentos, bem como das suas adequabilidades face às diversas características do canteiro e do serviço.

O concreto deverá ser transportado para o local de lançamento de tal forma que não acarrete desagregação ou segregação de seus constituintes ou perda sensível de qualquer deles por vazamento ou evaporação (SÜSSEKIND, 1984).

Para RICHARDSON (1987), tão importante quanto o sistema de transporte adotado, é o abastecimento de concreto do sistema, especialmente em situações distantes do local de produção, pois os atrasos no recebimento do concreto poderão acarretar prejuízos no prazo, no custo e na qualidade do serviço.

### 4.2.3 Aplicação

#### 4.2.3.1 Lançamento

Depois de transportado até o seu local de aplicação, o concreto é lançado nas fôrmas. Geralmente essa operação é feita pelo próprio equipamento de transporte que, com o auxílio da mão-de-obra, preenche o molde do elemento estrutural que está sendo concretado.

Essa etapa é bastante simples; contudo, devem ser observados alguns critérios que influem na qualidade do serviço. Segundo SÜSSEKIND (1984), o concreto deverá ser lançado logo após o amassamento, não sendo permitido, entre o fim deste e o lançamento, intervalo superior a uma hora; todavia, com o uso de retardadores de pega, o prazo poderá ser aumentado de acordo com as características do aditivo, ressaltando-se que, em nenhuma hipótese o lançamento poderá ser feito após o início da pega e que a altura de queda livre não poderá ultrapassar 2m.

A Figura 4.5 apresenta algumas formas de lançamento de concreto.



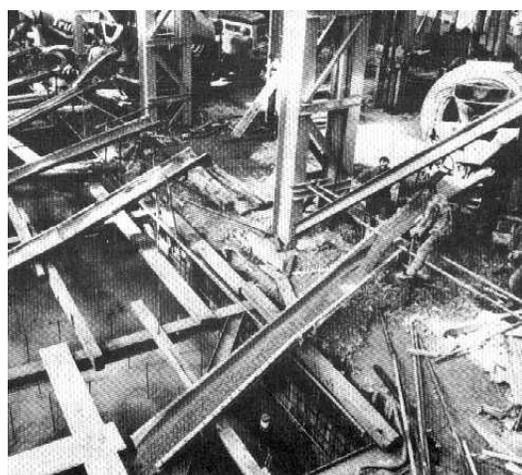
a)



b)



c)



d)

Figura 4.5 – Lançamento do concreto nas fôrmas: a) concretagem de laje com mangote da tubulação da bomba; b) concretagem de laje com caçamba da grua; c) concretagem de pilar solteiro com caçamba da grua e auxílio de plataforma para operários; d) caminhão-betoneira descarregando em bica (RICHARDSON, 1987).

#### 4.2.3.2 Espalhamento

Devido à dificuldade de lançar uniformemente o concreto nas fôrmas, após o lançamento, é necessário espalhá-lo. Nessa etapa utilizam-se enxadas (Figura 4.6) ou pás e não se tem o objetivo de nivelar o concreto, mas apenas de distribuí-lo por todo o componente estrutural, preenchendo os locais de difícil acesso e facilitando a atividade de nivelamento.

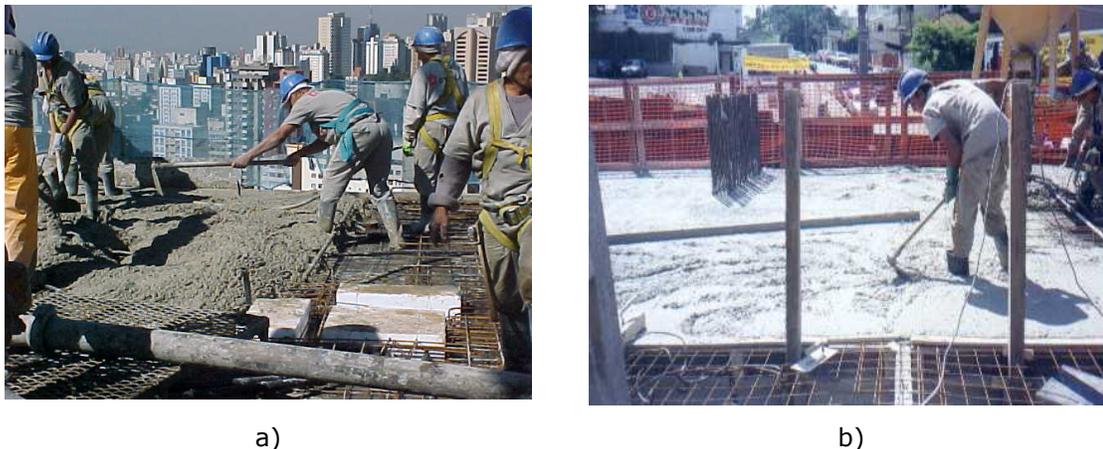


Figura 4.6 – a) e b) Espalhamento do concreto.

O espalhamento não tem a necessidade de ocorrer em todas as situações. Com isso, concretagens mais lentas, em que o concreto é lançado com mais cuidado, podem suprimi-la, passando direto para a etapa de adensamento.

#### 4.2.3.3 Adensamento

O adensamento tem a função de retirar os vazios do concreto, diminuindo a sua porosidade e aumentando a resistência e a vida útil da estrutura.

O adensamento pode ser feito de diversas maneiras: com vibrador de imersão (Figura 4.7a), com régua vibratória (Figura 4.7b) ou com pilão. O primeiro é o mais utilizado, enquanto que o último praticamente não é mais visto em obras. A régua vibratória, por sua vez, possui a vantagem de nivelar e adensar simultaneamente; entretanto, tem limitações quanto às dimensões e espessura da laje, além de um manuseio não tão simplificado, o que justifica o fato de ser pouco utilizada nas obras de edificações.

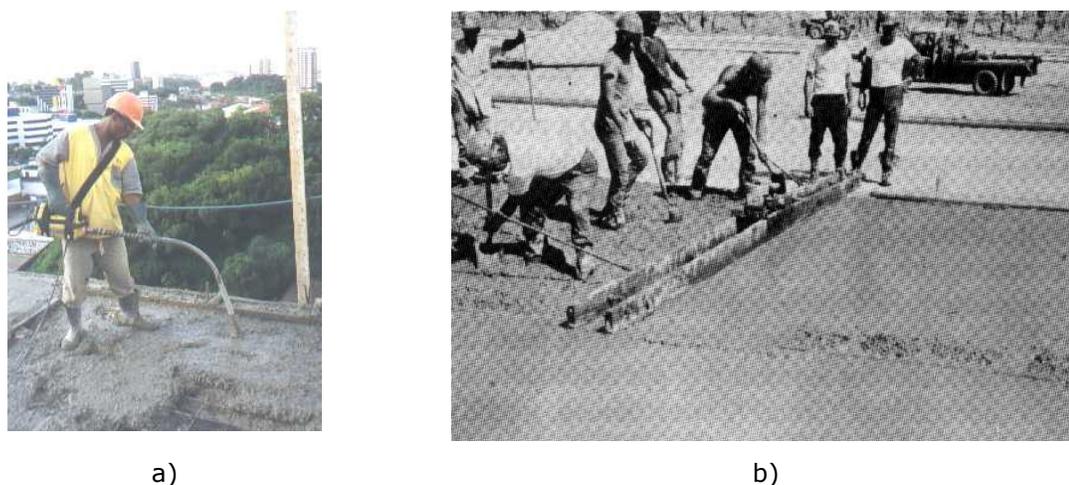


Figura 4.7 – Equipamentos para adensamento do concreto: a) vibrador de imersão; b) régua vibratória (METHA & MONTEIRO, 1994).

SÜSSEKIND (1984) afirma que o adensamento deverá preencher todos os recantos da fôrma e, durante ele, deverão ser tomadas precauções necessárias para que não se formem ninhos ou haja segregação dos materiais, devendo-se evitar a vibração da armadura para que não formem vazios ao seu redor, com prejuízo da aderência.

#### Nivelamento

Depois de adensado, o concreto é nivelado superficialmente. Essa operação é chamada de sarrafeamento por utilizar um sarrafo apoiado em mestras que estabelecem a espessura da laje (Figura 4.8); pode-se também utilizar taliscas, de aço, madeira ou argamassa como referência de nível. Para que o nivelamento do concreto ocorra, é recomendável que a fôrma da laje esteja nivelada, pois isto facilita o posicionamento correto das mestras, especialmente as com alturas fixas, mas também os demais tipos; portanto, durante a concretagem, torna-se necessário conferir, pela parte de baixo, o nível da fôrma.

No caso de elementos verticais, o nivelamento é substituído pela conferência do prumo, pois, similarmente às lajes e vigas, durante a concretagem, as fôrmas podem sair do ajuste inicial.



a)



b)

Figura 4.8 – Nivelamento do concreto: a) mestra para apoio do sarrafo; b) sarrafeamento do concreto.

#### 4.2.3.4 Acabamento superficial

Essa etapa visa dar à superfície da laje a textura desejada; no entanto, nem todas as obras chegam a executá-la, deixando a laje apenas sarrafeada.

SOUZA (1996a) classifica as lajes, com relação ao padrão de acabamento superficial, em:

lajes convencionais: são aquelas em que não existe, durante a execução, um controle efetivo do seu nivelamento e rugosidade superficial;

lajes niveladas: são aquelas que possuem controle do seu nivelamento, de maneira que a camada reguladora (contrapiso) passe a ser aplicada com a espessura especificada no projeto, sem, no entanto, dispensar o seu uso;

lajes acabadas: são aquelas que oferecem um substrato com adequada rugosidade superficial, planeza e nivelamento ou declividade, necessários à fixação ou assentamento da camada final de piso, dispensando a camada de contrapiso.

A execução de lajes acabadas, também chamadas de “laje zero” ou “contrapiso zero”, é caracterizada pelo grande rigor de nivelamento e planeza e pela textura superficial coerente com o revestimento de piso que irá receber. Para isso, o controle dos níveis é mais rígido do que o convencional, visto que não terá a camada reguladora, e, muitas vezes, utilizam-se equipamentos acabadores de superfície.

Para esta situação, após o sarrafeamento do concreto, este deverá ser comprimido superficialmente, assentando os agregados e fazendo com que a pasta e os finos fiquem na superfície, facilitando o acabamento final e diminuindo o desgaste das desempenadeiras. Essa atividade pode ser feita com o rolo assentador de agregado (Figura 4.9), também conhecido como *rollerbug*, ou por chapas furadas com cabos.



Figura 4.9 – Utilização do *rollerbug*.

Em seguida, é passada a desempenadeira sobre o concreto, de forma a adequar a sua planeza e rugosidade. As desempenadeiras são compostas de placas ou lâminas de madeira ou metal que auxiliam na regularização da superfície, proporcionando o acabamento requerido em projeto (SOUZA & MELHADO, 1998). Esses autores apresentam alguns tipos de desempenadeiras: *bull float* (**Erro! A origem da referência não foi encontrada.**a) e *blue steel*, de cabo longo, com larguras variando de 1,07 a 1,52m; *hand float*, manual, voltada para retoques e áreas não alcançadas pelas demais; *enceradeira* e *helicóptero* (Figura 4.10b), motorizadas, com maior produtividade que as demais e que utilizam disco de aço ou pás, respectivamente, para o acabamento superficial.



Figura 4.10 – Desempenadeiras: a) *Bull float*; b) *Helicóptero*.

#### 4.2.3.5 Cura

Os dois objetivos da cura são impedir a perda precoce de umidade e controlar a temperatura do concreto, durante um período suficiente, para que este alcance um nível de resistência desejado (METHA & MONTEIRO, 1994).

Segundo RICHARDSON (1987), a hidratação completa do cimento deve ocorrer de forma ininterrupta durante todo o processo de endurecimento do concreto, garantindo, dessa forma, a resistência, a impermeabilidade e a durabilidade da estrutura; entretanto, este autor afirma que essa etapa é normalmente feita de forma descuidada e algumas vezes omitida.

A cura, ou proteção contra a secagem prematura, segundo a NBR 6118 (ABNT, 1980), deverá ser feita pelo menos durante os sete primeiros dias após o lançamento do concreto, aumentando este mínimo quando a natureza do cimento o exigir. Esta proteção pode ser feita mantendo-se umedecida a superfície do concreto ou protegendo-a com uma película impermeável.

Para isso, podem ser adotadas diversas alternativas, entre elas: represamento ou imersão; borrifamento de água; uso de revestimentos saturados de água; e aplicação de filme impermeável. No entanto, apesar de todas as superfícies do concreto necessitarem de cura, na maioria dos casos, a mesma é feita apenas na face superior das lajes. O borrifamento de água a opção mais utilizada, mas também adota-se o represamento, a cobertura com sacos de aniagem molhados e o borrifamento de resina PVA (Figura 4.11).



Figura 4.11 – Cura da laje: a) cobertura com lonas molhadas em trecho concretado da laje (RICHARDSON, 1987); b) borrifamento de resina PVA.

### 4.3 Controle do processo de concretagem

Analogamente aos controles sobre os processos de execução de fôrmas e armação, controlar a concretagem visa acompanhar e verificar as suas diversas etapas, com o objetivo de garantir que seja executado exatamente o especificado. Com isso, além do melhor desempenho e maior durabilidade da estrutura, minimizam-se as perdas de material.

SOUZA & MELHADO (1998) dividem o controle da concretagem em três etapas: antes, durante e depois da execução do serviço. Na primeira, controla-se o nivelamento da fôrma e a locação e nivelamento das referências de nível; na segunda, corrige-se eventuais deformações das fôrmas; e, na terceira, verifica-se o resultado alcançado quanto às especificações de nivelamento e acabamento da laje, cabendo ainda a recomendação de acompanhar as deformações do concreto nas primeiras idades.

Esses autores propõem, ainda, algumas tolerâncias para o controle de nivelamento e planeza das lajes para aplicação de revestimento cerâmico (Tabela 4.1).

Tabela 4.1 – Proposta de tolerâncias quanto ao nivelamento e planeza de lajes para aplicação de revestimento cerâmico (SOUZA & MELHADO, 1998).

TOLERÂNCIA	LAJE NIVELADA	LAJE ACABADA
Pontos extremos da diagonal do pavimento	$\pm 1\text{cm}$	$\pm 1\text{cm}$
Pontos de nivelamento	$\pm 1\text{cm}$	$\pm 3\text{mm}$
Entre pontos afastados de 1 a 3 m	-	$\pm 3\text{mm}$

O controle do nivelamento e planeza das lajes é de grande importância para a qualidade da execução; entretanto, quando se aborda a concretagem da estrutura como um todo,

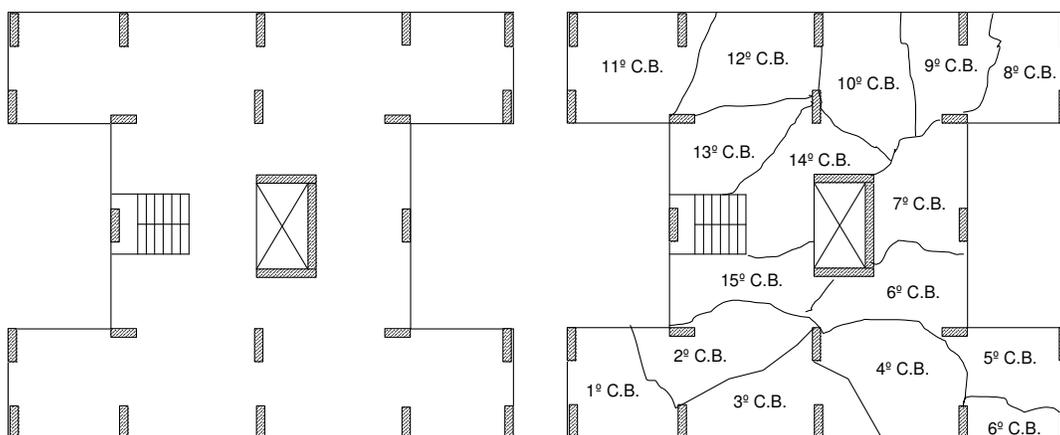
outros fatores também devem ser levados em consideração, tanto no que diz respeito à resistência estrutural, como no que tange à redução das perdas e desperdícios.

Para HELENE & TERZIAN (1992), vários são os fatores que intervêm na resistência à compressão do concreto da estrutura; estes abrangem desde a heterogeneidade dos materiais, isto é, dos agregados, cimento, água e, eventualmente, aditivos, até o seu transporte, lançamento, adensamento e cura.

FREIRE & SOUZA (2000) e ARAÚJO (2000), por sua vez, levantando possíveis fontes de desperdícios de material e baixa produtividade da mão-de-obra no serviço de concretagem, concluíram que as perdas de concreto têm boa parte da sua origem nas sobressessuras dos elementos estruturais; porém, problemas no recebimento, no transporte do concreto e as sobras ao final dos serviços, também merecem atenção e controle. No entanto, no que diz respeito à produtividade da mão-de-obra, verificou-se que o local a ser concretado (pilares ou lajes/vigas), e a forma de transporte do concreto (bomba, grua ou elevador + jericas), pouco representam diante de aspectos como a forma como a concretagem é conduzida, a interface com fornecedores de concreto, o planejamento para execução do serviço e o correto dimensionamento da equipe e dos diversos equipamentos.

Com relação ao recebimento e aceitação do concreto, devem ser feitos ensaios que confirmem as características preestabelecidas, entre eles: ensaio de consistência pelo abatimento do tronco de cone, ensaio de resistência à compressão, ensaio de módulo de deformação e ensaio de tração (na flexão e por compressão diametral), conforme estabelecido nas NBR's 5738, 5739, 7223, 12142, 12655.

Com exceção do ensaio de consistência, todos os outros são executados após a conclusão da concretagem. Com isso, caso algum resultado seja desfavorável, será necessário saber em qual local da estrutura o concreto daquele lote foi lançado; para isso, torna-se muito importante a confecção de um mapa que propicie um rastreamento do concreto referente aos diversos caminhões-betoneira ou, caso seja produzido na obra, às diversas betonadas. A Figura 4.12 apresenta um exemplo de mapa de concretagem, indicando, aproximadamente, o local de lançamento de cada caminhão.



a)

b)

Figura 4.12 – a) Planta esquemática de uma laje; b) Mapa de concretagem com indicação do local de lançamento de cada caminhão-betoneira.

Esse procedimento também pode ser utilizado para pilares e outros elementos estruturais, permitindo saber onde foi lançado o eventual concreto problemático e possibilitando análises mais adequadas e intervenções quando necessárias.

Na escolha e dimensionamento do sistema de transporte, devem ser contempladas todas as particularidades da obra e dos locais de recebimento e lançamento. Estudos (ARAÚJO, 2000; FREIRE & SOUZA, 2000; FERREIRA, 1998; LICHTENSTEIN, 1987) demonstram que as definições do arranjo físico do canteiro e dos fluxos e equipamentos de transporte são responsáveis por boa parte do rendimento na execução dos serviços, concluindo que não se pode preestabelecer um sistema de transporte generalizado, pois a melhor solução para uma determinada obra pode ser insatisfatória para uma outra, e vice-versa.

Com relação à fase de aplicação do concreto, discute-se, a seguir, alguns aspectos pertinentes ao seu controle.

#### **Definição e reunião dos documentos de referência**

Os documentos são:

- projeto de fôrmas;
- plano de concretagem (posicionamento dos caminhos, seqüência de concretagem, distribuição das mestras e distribuição da equipe);
- normas de segurança;
- formulário para controle de recebimento do concreto.
- Pode-se, ainda, utilizar fichas ou formulários para programação da concretagem junto à concreteira e à empresa responsável pelo controle tecnológico.

#### **Definição dos insumos necessários**

Os materiais, equipamentos e ferramentas necessários à concretagem, assim como os responsáveis pela sua aquisição ou locação, também devem estar claros e acessíveis. A Tabela 4.2 apresenta a situação mais usual nas obras.

Tabela 4.2 – Insumos mais usuais para o serviço de concretagem, bem como os responsáveis pela sua aquisição ou locação.

INSUMOS	RESPONSÁVEL PELA AQUISIÇÃO/LOCAÇÃO	
	SUB-EMPREITEIRO	OBRA
Concreto usinado		X
Água (com balde ou mangueira)		X
Motor para vibrador	X	

Mangotes para vibrador (25, 35 e 45mm)	X	
Mestras		X
Régua de alumínio para sarrafeamento	X	
Passarelas para jericas		X
Jericas	X	
Enxadas e pás	X	
Colher de pedreiro	X	
Desempenadeiras (de acordo com o acabamento requerido)	X	
Nível a laser	X	
Equipamento para o ensaio de consistência		X
Moldes para corpos-de-prova		X
EPI's	X	
Elevador de carga		X
Grua		X

#### **Definição das condições para o início do serviço**

- a fôrma deve estar concluída e conferida;
- a armação deve estar concluída e conferida;
- os embutidos devem estar concluídos e conferidos;
- a concretagem deve ter sido programada junto à concreteira e ao laboratório de controle tecnológico;
- as passarelas devem estar posicionadas;
- as vias de acesso devem estar livres e desimpedidas;
- deve haver abastecimento de água e energia no local;
- os equipamentos e ferramentas necessários devem estar no local;
- deve haver sobressalentes para os insumos mais importantes;
- os vibradores e mangotes devem ter sido testados;
- nivelamento, prumo e alinhamento devem estar conferidos;
- as fôrmas devem estar limpas e com desmoldante aplicado.

#### **Definição dos itens de verificação e controle**

A Tabela 4.3, apresenta os itens de maior importância a serem verificados durante a concretagem, bem como as suas tolerâncias e os responsáveis pela fiscalização. Todavia, tanto a tolerância quanto a atribuição de responsabilidades são variáveis conforme a política da obra ou da construtora.

Tabela 4.3 – Itens de verificação, amostragem, tolerância e responsabilidade do controle para a concretagem.

ITENS	AMOSTRAGEM	TOLERÂNCIA	RESPONSÁVEL
Recebimento do concreto	100%	0	Técnico do laboratório
Recebimento e aceitação do concreto	100%	0	Engenheiro
Tempo de mistura do concreto no caminhão-betoneira	100%	$\pm 1 \text{ min/m}^3$	Engenheiro
Limpeza das fôrmas e cabeça dos pilares	Eventual	Visual	Engenheiro, estagiário ou mestre
Lançamento e espalhamento	100%	Visual	Engenheiro, estagiário ou mestre
Adensamento	100%	Visual	Engenheiro, estagiário ou mestre
Desnivelamento superficial entre dois pontos quaisquer	100%	$\pm 1,0\text{cm}$	Engenheiro, estagiário ou mestre
Acabamento superficial	100%	Visual	Engenheiro, estagiário ou mestre
Integridade dos embutidos	100%	0	Mestre ou estagiário
Nivelamento, prumo e alinhamento das fôrmas durante a concretagem	100%	$\pm 0,5 \text{ cm}$	Mestre ou estagiário
Terminalidade	100%	Visual	Engenheiro, mestre ou estagiário

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

\_\_\_\_\_.ACI 318-92. ACI. Building code requirements for reinforced concrete. American Concrete Institute, c1994. 347 p.

\_\_\_\_\_.NBR 14931:2003 – Execução de estrutura de concreto – Procedimento

\_\_\_\_\_.NBR 6618:2003 – Projeto de estrutura de concreto – Procedimento

\_\_\_\_\_. NBR 7190 Projetos de estruturas de madeira. Rio de Janeiro: 1995.

\_\_\_\_\_.NBR 7477:1982 – Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado – Método de ensaio.

\_\_\_\_\_.NBR 7480: 1996 – Barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado – Especificações.

\_\_\_\_\_.NBR 7481: 1990 - Tela de aço soldada- Armadura de concreto - Especificações.

11p.

ABCP. Manual de estruturas de concreto armado. Associação Brasileira de Cimento Portland. Versão preliminar. 2002

ABIMCI - Associação Brasileira da Indústria de Madeira Processada Mecanicamente..

Endereço eletrônico visitado na Internet < [www.abimci.com.br](http://www.abimci.com.br)> Acesso em:

18/07/2000.

ABNT. NB-1367 Áreas de vivência em canteiros de obras. Rio de Janeiro, 1991.

ALDANA, L.F.M.S. Measurement and analisys of concrete formwork and steel reinforcement productivity. Scotland: 1991. 163p. Dissertação (Mestrado) - University of Dundee.

AMARAL, N. A. Construções de concreto i. São Paulo: Escola Politécnica/USP, 1964

American Concrete Institute. ACI 315-92. ACI detailing manual-1994 / ACI Committee 315, Details of Concrete Reinforcement. 1994. 244 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NB-7191:1982 (NB16) - Execução de desenhos para obras de concreto simples ou armado - Procedimento

BARROS, M.M.S.B.; MELHADO, S.B. Produção de concreto armado de edifícios. São Paulo, 1993. Texto Técnico da Escola Politécnica da USP. Departamento de Engenharia de Construção Civil, TT/ PCC/04.

BATLOUNI NETO, J. Projeto de estruturas de concreto armado: diretrizes para otimização do desempenho e do custo do edifício. Dissertação de mestrado. IPT. São Paulo, 2003. 171p.

BELGO (a). Belgo 50 e Belgo 60. Artigo Técnico. Disponível em <<http://belgo.com.br>>. Acesso em: 30/10/2003.

BELGO (b). Alterações da norma brasileira NBR 7480. Artigo Técnico. Disponível em <<http://belgo.com.br>>. Acesso em: 30/10/2003.

BELGO (c). Dobramento de aço para a construção civil. Artigo Técnico. Disponível em <<http://belgo.com.br>>. Acesso em: 30/10/2003.

BUKHART, A.F. Selecting a wall forming system for your next job. In: SEMINAR

CEB - Comite Euro-Internacional du Beton. Manuel de technologie "coffrage" . Paris: 1976.

CIB - International Council for Building Research, Studies and Documentation. Manual of technology "formwork". Paris: 1985.

CONCRETE SOCIETY. Formwork: a guide to good practices. 2ª edição. Berkshire, CRSI. Manual of standard practice for detailing reinforced concrete structures (ACI 315-74): adopted as a standard of the American Concrete Institute. 1974. 167 p.

- CRISTIANI, J.E.R. Fôrmas de madeira para concreto armado de edifícios de andares múltiplos. São Paulo, 1995. 107 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- CSTC – Centre Scientifique et Technique de la Construction. Les coffrages materiaux et systèmes. Bruxelas : 1973. nº 100.
- FRANÇA, R.L.S. Projeto de estruturas: influência na construtibilidade, no desempenho e nos custos. In: Seminário de Tecnologia de Estruturas: projeto e produção com foco na racionalização e qualidade, 4. Material distribuído, São Paulo: Sinduscon-SP, 2002.
- FRANCO, C. Padronização das armaduras: um salto para a produtividade. In: Seminário de Tecnologia de Estruturas: projeto e produção com foco na racionalização e qualidade, 2. Material distribuído, São Paulo: Sinduscon-SP, 2000.
- FREIRE, T.M. Produção de estruturas de concreto armado, moldadas in loco, para edificações: caracterização das principais tecnologias e formas de gestão adotadas em São Paulo. Dissertação (Mestrado). EPUSP, 325p. São Paulo, 2001.
- FUSCO. P.B. Estrutura de concreto. São Paulo: Grêmio politécnico/dlp, 1975
- FUSCO. P.B. Técnica de armar as estruturas de concreto. Sao Paulo: Pini, 382 p, 1995
- HAUSSLER, W.; NIEDER, N. Reinforcement Tehnology. Report n1, 2004. Disponível em: <<http://www.bamtec.com>> Acesso em: 12/03/2004
- HURD, M. K. Formwork for concrete. Michigan: American Concrete Institute, 1995.
- LEONHARDT, F. Construções de concreto. Rio de Janeiro: Interciência, 1983
- LEONHARDT, F; MONNI, E. Construções de concreto. Rio de Janeiro: Interciência, 1978
- MAIA, A. C. Método para conceber o arranjo físico dos elementos do canteiro de obras de edifícios. Dissertação (Mestrado). EPUSP, São Paulo, 2003
- PETERS, J.B. Practical timber formwork. E & FN Spon, 1991.
- Romminger, R. Um método racional para o aproveitamento das sobras do corte de barras de aço para estruturas de concreto armado. São Carlos, Dissertação (Mestrado). 151 p. São Carlos, 2003
- SELECTING AND USING WALL FORMS. Louisiana: Aberdeen, 1994. Anais p.18-53.
- SOUZA, U.E.L. São Paulo, EPUSP/ITQC, 1993. 30p.
- SOUZA, U.E.L; FRANCO, L.S. Definição de layout do canteiro de obras. São Paulo, 1997. 16p. Boletim Técnico, PCC/USP (1997)
- SOUZA, U.E.L; FRANCO, L.S.; PALIARI, J.C.;CARRARO, F. Recomendações gerais quanto à localização e tamanho dos elementos do canteiro de obras. 1997. 17p. Boletim Técnico, PCC/USP (1997)
- SUSSEKIND, J.C. Curso de concreto. 3. ed. Porto Alegre: Globo, 1983
- THOMAZ, E. Requisitos técnicos e operacionais visando a qualidade na construção de edifícios. Tese (Doutorado). EPUSP, São Paulo, 1999

THOMAZ. E. Tecnologia, gerenciamento e qualidade na construção. São Paulo: Editora Pini, co-edição IPT/EPUSP/PINI , 2001

United Kingdom: 1995

VASCONCELOS, A. C. O concreto no Brasil. São Paulo: Studio Nobel, 350 p., 2002