

N. CLASS. m 624.183414  
CUTTER 595c  
ANO/EDIÇÃO 2015

**CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS MG**

**ENGENHARIA CIVIL**

**RUAN AUGUSTO JUNQUEIRA**

**COMPARATIVO ENTRE OS SISTEMAS ESTRUTURAIS EM CONCRETO  
ARMADO PRÉ-FABRICADO E MOLDADO IN LOCO**

**Varginha  
2015**

Registro: 156017

Data: 18/05/2016

**RUAN AUGUSTO JUNQUEIRA**

**COMPARATIVO ENTRE OS SISTEMAS ESTRUTURAIS EM CONCRETO  
ARMADO PRÉ-FABRICADO E MOLDADO IN LOCO**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do  
Centro Universitário do Sul de Minas para obtenção do  
grau de bacharel, sob orientação do Prof. Me. Antônio  
de Faria.

**Varginha  
2015**

**Grupo Educacional UNIS**

**RUAN AUGUSTO JUNQUEIRA**

**COMPARATIVO ENTRE OS SISTEMAS ESTRUTURAIS EM CONCRETO  
ARMADO PRÉ-FABRICADO E MOLDADO IN LOCO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas para obtenção do grau de bacharel pela Banca Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em     /     /

---

Prof. Me. Antônio de Faria (Orientador)

---

Prof. Leopoldo Freire

---

Prof. Armando Belato

OBS:

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, que esteve comigo em todos os momentos, me fortalecendo. Aos meus pais, Maria e Saulo, e irmãos, Renato e Rodrigo, que sempre incentivaram e deram suporte para que eu buscasse meus objetivos e chegasse até aqui. Ao meu orientador, Prof. Me. Antônio de Faria, pelo apoio e paciência durante este período. Ao engenheiro Jonathas Leão Soares, pela generosidade prestada no desenvolvimento deste trabalho. A minha filha Emanuely, por quem dou o meu melhor a cada dia. A minha namorada Rafaela, pela força e companheirismo. Aos familiares e amigos, pois sem vocês a caminhada seria mais difícil.

“Por vezes sentimos que aquilo que fazemos  
não é senão uma gota de água no mar. Mas o  
mar seria menor se lhe faltasse uma gota”.

(Madre Teresa de Calcutá).

## RESUMO

Devido a fatores como a baixa produtividade e grande desperdício de materiais, a indústria da construção civil é considerada atrasada quando comparada a outros ramos. Uma e talvez a mais eficiente forma de se aumentar a eficiência desta é a utilização de elementos fabricados em locais distintos ao da disposição final, facilitando este processo e combatendo outros problemas que envolvem este processo. A estes elementos produzidos em locais diferentes do que serão introduzidos, se dão o nome de pré-moldados ou pré-fabricados, diferenciando-os basicamente pela rigorosidade no controle e processo de produção. Porém, diante da resistência sofrida na indústria da construção por mudanças, devido aos métodos já consagrados, faz-se necessária uma abordagem visando à comparação entre tais métodos. Com este objetivo, este trabalho buscou em referências bibliográficas as particularidades dos métodos em concreto armado pré-fabricado e concreto moldado in loco (no local), descrevendo o processo de execução do primeiro, para um maior conhecimento sobre este, e apresentando as maiores discrepâncias entre ambos, apresentando vantagens tanto do método pré-fabricado, como a redução ou até eliminação do uso de fôrmas e cimbramento na execução e possibilidade de utilização de menores coeficientes no dimensionamento dos elementos, quanto do método de concreto moldado in loco, como facilidade de execução nas junções dos elementos e desnecessidade na consideração de solicitações atípicas àquelas em que o elemento sofrerá na sua posição final. Desta forma, definiram-se parâmetros para tal comparação, utilizando-se de uma edificação comercial para um estudo de caso que comparou os quantitativos de materiais entre os dois métodos, sendo o de concreto pré-fabricado utilizando ligações isostáticas e o de concreto moldado in loco utilizando ligações rígidas, chegando a conclusão de que a estrutura em concreto pré-fabricado é mais econômica pelos materiais concreto e fôrmas, porém sendo mais desfavorável à quantidade de aço.

**Palavras-chave:** Concreto pré-fabricado. Concreto moldado in loco. Comparativo.

## **ABSTRACT**

*Duo to factors such as low productivity and high material waste the civil construction industry is considered tardy in comparison to other branches. One, and maybe the most efficient, way to increase its efficiency is by using elements made in different location to the one of the final disposition, facilitating this process and fighting other problems involving the process. To this elements which are produced in different places than the one that are going to be introduced, are named precast or prefabricated, differentiating them by the strictness on the production's control and process. However, facing the resistance from the industry, due to its already consecrated methods, it's necessary a comparative approach between both methods. With this goal, the present essay went through bibliographical referential each method's particularities for prefabricated cement and the one molded 'in loco' (on site), describing the first's execution process, to achieve a bigger knowledge about it, and presenting the greatest discrepancy between both, showing the advantages present in the prefabricated method, such as the reduction or even the elimination of the molds and scaffoldings use on the execution and the possibility of using lesser coefficients in the elements sizing, as for the concrete molded on site method, to be used as a facilitator for jointing the elements and unnecessary in consideration for the atypical solicitations that the element will suffer in its final position. This way, parameters were defined for this comparison, making use of a commercial building for a case study comparing the quantitative material between the two methods, with the prefabricated cement using isostatic connections and the one molded 'in loco' (on site) using rigid connections, reaching the conclusion that the structure in prefabricated cement is more economical for concrete materials and molds but being more unfavorable to the amount of steel.*

**Key-words:** *Prefabricated concrete, Concrete molded on site, Comparative.*

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Teste do Slump .....	19
Figura 2 - Ensaio de Compressão .....	22
Figura 3 - Ensaio de resistência à tração por compressão diametral .....	24
Figura 4 - Diagrama tensão-deformação do concreto .....	27
Figura 5 - Diagrama tensão-deformação bilinear na tração .....	27
Figura 6 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas. ....	30
Figura 7 - Identificação dos elementos estruturais .....	31
Figura 8 - Fluxo dos esforços (ações) nos elementos estruturais em edifícios.....	32
Figura 9 - Discretização da estrutura.....	33
Figura 10 - Modelos de tensores e espaguete utilizados em fôrmas.....	43
Figura 11 - Bancada com gabarito para montagem das fôrmas. ....	43
Figura 12 - Tipos de discos para cortes de tábuas e chapas compensadas.....	44
Figura 13 - Detalhe do escoramento e contraventamento em pilares.....	44
Figura 14 - Detalhe do escoramento e contraventamento em pilares, bem como das jane- las.....	45
Figura 15 - Tipologia de gravatas utilizadas em pilares.....	45
Figura 16 - Tipologia de reforços utilizados em gravatas. ....	46
Figura 17 - Detalhe de uma fôrma de viga. ....	46
Figura 18 - Detalhe de fôrma de vigas de pequena dimensão.....	47
Figura 19 - Detalhe de fôrma de vigas sem sarrafo de pressão.....	47
Figura 20 - Detalhe da fôrma de lajes maciças.....	48
Figura 21 - Detalhe da fôrma de lajes maciças conjugado com vigas.....	48
Figura 22 - Fechamento das juntas da fôrma.....	49
Figura 23 - Detalhe das fôrmas utilizando tábuas. ....	49
Figura 24 - Escoramento de madeira tipo 'H' .....	50
Figura 25 - Escoramento misto.....	51
Figura 26 - Fôrma trepante. ....	52
Figura 27 - Equipamentos utilizados no corte das barras de aço.....	53
Figura 28 - Bancada com pino de dobramento.....	53
Figura 29 - Pontos de amarração usuais. ....	55
Figura 30 - Gabarito de madeira para suporte dos arranques. ....	56
Figura 31 - Sequência da mistura em betoneira. ....	57
Figura 32 - Aplicação do vibrador na vertical.....	58
Figura 33 - Lançamento do concreto em um pilar. ....	59
Figura 34 - Emendas em concretagem de vigas à 45°.....	60
Figura 35 - Detalhe da colocação de caranguejos no posicionamento das armaduras nas lajes.....	61
Figura 36 - Detalhe das guias de nivelamento.....	61
Figura 37 - Passarelas para concretagem apoiadas na fôrma. ....	62
Figura 38 - Comparação de momentos fletores entre sucessão de tramos simplesmente apoiados e viga contínua.....	63
Figura 39 - Execução em fôrmas estacionárias .....	66
Figura 40 - Ciclo de execução com fôrma móvel.....	66
Figura 41 - Esquema de execução em pista de concretagem. ....	67
Figura 42 - Esquema de pista de protensão com blocos independentes.....	71
Figura 43 - Formas de vibração externa.....	72
Figura 44 - Esquema de adensamento por centrifugação .....	73

Figura 45 - Ciclo típico de cura a vapor .....	74
Figura 46 - Formas de realizar a desmoldagem.....	75
Figura 47 - Exemplo de desmoldagem imediatamente após a moldagem .....	76
Figura 48 - Exemplos de dispositivos internos para o manuseio dos elementos.....	77
Figura 49 - Exemplos de balancins para manuseio de elemento .....	78
Figura 50 - Exemplos de dispositivos especiais para o manuseio.....	79
Figura 51 - Exemplos de reforços para manuseio dos elementos.....	79
Figura 52 - Esquemas de armazenamento dos elementos. ....	81
Figura 53 - Esquemas de veículos para transporte dos elementos .....	82
Figura 54 - Gabarito de transporte rodoviário para situações usuais. ....	82
Figura 55 - Autogrua sobre pneus. ....	84
Figura 56 - Autogrua sobre esteiras.....	84
Figura 57 - Grua de torre. ....	85
Figura 58 - Grua de pórtico (adaptado). ....	85
Figura 59 - Guindaste acoplado em caminhão. ....	85
Figura 60 - Possibilidades de levantamento e rotação de elementos.....	87
Figura 61 - Exemplos de dispositivos auxiliares de montagem. ....	87
Figura 62 - Recurso nas ligações: armadura saliente e concreto moldado in loco.....	89
Figura 63 - Recurso nas ligações: recortes, chaves e encaixes.....	90
Figura 64 - Recurso nas ligações: cabos de protensão. ....	90
Figura 65 - Recurso nas ligações: conectores metálicos e solda. ....	91
Figura 66 - Recurso nas ligações: apoios de elastômero .....	91
Figura 67 - Recurso nas ligações: dispositivos metálicos. ....	92
Figura 68 - Recurso nas ligações: argamassa e concreto de granulometria fina. ....	92
Figura 69 - Classificação das ligações entre elemento tipo barra. ....	93
Figura 70 - Ligação pilar x fundação por meio de cálice. ....	94
Figura 71 - Ligação pilar x fundação por meio de chapa de base. ....	95
Figura 72 - Ligação pilar x fundação por emenda por graute e bainha. ....	95
Figura 73 - Ligação pilar x fundação por emenda de armaduras salientes.....	95
Figura 74 - Ligações pilar x pilar .....	96
Figura 75 - Ligações viga x pilar articuladas .....	97
Figura 76 - Ligações viga x pilar rígidas com solda.....	97
Figura 77 - Ligações viga x pilar rígidas com emenda da armadura e concreto moldado in loco (CML).....	98
Figura 78 - Ligações viga x pilar rígidas com cabos de protensão.....	98
Figura 79 - Ligações viga x viga sobre pilar com continuidade.....	98
Figura 80 - Ligações viga x viga fora do pilar. ....	99
Figura 81 - Ligações viga principal x viga secundária.....	100
Figura 82 - Formas de estrangulamento dos pilares tendo em vista a ligação com as vigas ou lajes.....	100
Figura 83 - Classificação das ligações em elementos tipo folha. ....	101
Figura 84 - Ligações laje x laje na direção longitudinal dos elementos.....	102
Figura 85 - Ligações parede x parede na direção vertical. ....	102
Figura 86 - Ligações laje x parede.....	103
Figura 87 - Ligações laje x laje sobre viga.....	103
Figura 88 - Ligações parede x parede na direção horizontal.....	104
Figura 89 - Ligações parede x fundação.....	104
Figura 90 - Tipos de ligações entre elementos não estruturais e a estrutura principal. ....	105
Figura 91 - Exemplos de estruturas com previsão de passagem de instalações.....	107
Figura 92 - Utilização de pilar vazado no sistema de escoamento de águas pluviais. ....	108

Figura 93 - Exemplos de elementos com mais de uma finalidade. ....	108
Figura 94 - Exemplo de mudança de esquema estático durante a construção.....	110
Figura 95 - Solicitações adicionais devido a incertezas na transmissão de forças. ....	111
Figura 96 – Estrutura em concreto armado moldado in loco – Software Cypecad. ....	124
Figura 97 – Estrutura em concreto armado pré-fabricado – Software Cypecad. ....	125
Figura 98 – Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados. ....	126
Figura 99 – Dados introduzidos para cálculo do vento – Software Cypecad.....	127
Figura 100 – Simulação levantamento pilar - Ftool. ....	129
Figura 101 – Esforços de momento fletor obtidos no levantamento do pilar - Ftool.....	129
Figura 102 – Simulação alçamento da viga - Ftool.....	130
Figura 103 – Esforços de momento fletor obtidos no alçamento da viga - Ftool.....	130

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classes de agressividade ambiental – CAA (Adaptada).....	20
Tabela 2 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto (Adaptada).....	20
Tabela 3 – Classes de resistência do grupo I (Adaptada).....	23
Tabela 4 – Classes de resistência do grupo II (Adaptada).....	23
Tabela 5 – Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o granito como agregado graúdo).....	26
Tabela 6 – Valores dos coeficientes $\gamma_c$ e $\gamma_s$ .....	37
Tabela 7 – Dimensões dos pregos em mm .....	42
Tabela 8 – Diâmetro dos pinos de dobramento para ganchos e dobras.....	54
Tabela 9 – Diâmetro dos pinos de dobramento para estribos.....	54
Tabela 10 – Comprimentos básicos para as esperas de acordo com o fck do concreto .....	56
Tabela 11 – Tempos mínimos de mistura de acordo com o diâmetro e tipo de Betoneira.....	58
Tabela 12 – Vantagens e desvantagens de execução com fôrma móvel comparada com execução em pista de concretagem (Adaptada).....	67
Tabela 13 – Características das fôrmas em função do material utilizado (Adaptado) .....	68
Tabela 14 – Estimativa do número de reutilização das fôrmas .....	69
Tabela 15 – Equipamentos para o transporte interno e suas características principais. (Adaptado) .....	80
Tabela 16 – Valores das máximas cargas por eixo nas rodovias nacionais .....	83
Tabela 17 – Características dos equipamentos de montagem (Adaptado) .....	86
Tabela 18 – Valores de tolerâncias de fabricação para elementos pré- moldados/fabricados .....	112
Tabela 19 – Valores de tolerâncias indicados no manual do PCI (Adaptado) .....	114
Tabela 20 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm .....	115
Tabela 21 – Valores de cobrimento nominais da alemã DIN-1045:1978 (Adaptada) .....	116
Tabela 22 – Vantagens encontradas entre o CPF e CML, diante de variáveis citadas por El Debs (2000) .....	118
Tabela 23 - Planilha com cálculo do coeficiente de arrasto. ....	127
Tabela 24 - Planilha de quantitativos finais – CML.....	132
Tabela 25- Planilha de quantitativos finais – CPF. ....	132

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Indicadores de consumo das lajes .....	134
Gráfico 2 - Indicador Peso aço / Volume de concreto (kg/m <sup>3</sup> ) – Comparação lajes. ....	135
Gráfico 3 - Indicadores de consumo das vigas .....	136
Gráfico 4 - Indicadores de consumo dos pilares.....	138
Gráfico 5 - Indicadores de consumo globais .....	140

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>15</b>
1.1 Justificativa.....	16
1.2 Objetivos.....	17
1.2.1 Objetivo Geral .....	17
1.2.2 Objetivos Específicos .....	17
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>18</b>
2.1 Concreto armado.....	18
2.1.1 Características e propriedades do concreto .....	18
2.1.1.1 Características mecânicas do concreto .....	21
2.1.2 Características e propriedades do aço.....	28
2.1.2.1 Características mecânicas do aço .....	28
2.2 Concepção estrutural .....	30
2.2.1 Elementos estruturais.....	30
2.2.2 Sistemas estruturais .....	32
2.2.3 Dimensionamento .....	34
2.2.3.1 Métodos clássicos.....	34
2.2.3.2 Métodos de cálculo na ruptura.....	35
2.2.3.2.1 Valores característicos das resistências .....	36
2.2.3.2.2 Valores de cálculo das resistências.....	36
2.2.3.2.3 Valores de cálculo das tensões resistentes.....	36
2.2.3.2.4 Coeficientes de ponderação das resistências .....	37
2.2.3.2.5 Estados-limite .....	38
2.2.3.3 Solicitações .....	39
2.2.4 Qualidade das estruturas.....	39
2.2.5 Durabilidade das estruturas .....	40
2.3 Concreto armado moldado in loco.....	41
2.3.1 Fôrmas e escoramentos.....	41
2.3.1.1 Materiais e ferramentas das fôrmas .....	41
2.3.1.2 Utilização das fôrmas .....	44
2.3.1.2.1 Pilares .....	44
2.3.1.2.2 Vigas e Lajes .....	46
2.3.1.3 Juntas das fôrmas.....	48
2.3.1.4 Sistemas de fôrmas .....	49
2.3.1.4.1 Sistemas de fôrma leves .....	50
2.3.1.4.2 Sistemas de fôrma médios .....	51
2.3.1.4.3 Sistemas de fôrma pesados .....	51
2.3.1.4.4 Sistemas de fôrma trepantes (e/ou auto-trepantes).....	52
2.3.1.4.5 Sistemas de fôrma deslizantes .....	52
2.3.2 Barras de aço .....	53
2.3.2.1 Corte e dobramento das barras .....	53
2.3.2.2 Montagem das armaduras.....	54
2.3.2.3 Barras de espera de pilares .....	55
2.3.2.4 Emendas de barras de aço.....	56
2.3.2.5 Afastamento mínimo das barras de aço.....	57
2.3.3 Concreto .....	57
2.3.3.1 Preparo.....	57
2.3.3.2 Lançamento do concreto.....	58

2.3.3.3 Desforma .....	62
2.4 Concreto armado pré-fabricado .....	62
2.4.1 Processo de produção das estruturas de concreto pré-fabricado .....	64
2.4.1.1 Execução dos elementos .....	64
2.4.1.1.1 Atividades envolvidas .....	64
2.4.1.1.2 Processos de execução .....	65
2.4.1.1.3 Fôrmas .....	68
2.4.1.1.4 Trabalhos de armação e protensão .....	70
2.4.1.1.5 Adensamento .....	71
2.4.1.1.6 Aceleração do endurecimento e cura .....	73
2.4.1.1.7 Desmoldagem .....	74
2.4.1.1.8 Dispositivos auxiliares .....	76
2.4.1.1.9 Transporte interno .....	80
2.4.1.1.10 Armazenamento .....	80
2.4.1.2 Transporte externo dos elementos .....	81
2.4.1.3 Montagem dos elementos pré-fabricados .....	83
2.4.1.3.1 Equipamentos envolvidos .....	83
2.4.1.3.2 Procedimentos Gerais .....	86
2.4.2 Ligações entre elementos pré-fabricados .....	88
2.4.2.1 Classificações e denominações das ligações .....	88
2.4.2.1.1 Quanto ao tipo de vinculação .....	88
2.4.2.1.2 Quanto ao emprego de concreto e argamassa no local .....	88
2.4.2.1.3 Quanto ao esforço principal transmitido .....	89
2.4.2.1.4 Quanto à colocação de material de amortecimento .....	89
2.4.2.2 Recursos nas ligações .....	89
2.4.2.2.1 Armadura saliente e concreto moldado in loco .....	89
2.4.2.2.2 Conformação por encaixes, recortes e chaves .....	90
2.4.2.2.3 Cabos de protensão .....	90
2.4.2.2.4 Conectores metálicos, solda e parafusos .....	91
2.4.2.2.5 Apoios de elastômero .....	91
2.4.2.2.6 Dispositivos metálicos .....	92
2.4.2.2.7 Argamassa e concreto de granulometria fina .....	92
2.4.2.3 Tipologia das ligações .....	92
2.4.2.3.1 Ligações em elementos tipo barra .....	93
2.4.2.3.2 Ligações em elementos tipo folha .....	100
2.4.2.3.3 Ligações entre elementos não estruturais e a estrutura principal .....	105
2.4.3 Projeto das estruturas de concreto pré-fabricado .....	106
2.4.3.1 Princípios e recomendações gerais .....	106
2.4.3.2 Análises estruturais .....	109
2.4.3.3 Tolerâncias e folgas .....	111
2.4.3.3.1 Tolerâncias de fabricação .....	112
2.4.3.3.2 Tolerâncias de montagem .....	113
2.4.3.4 Cobrimento da armadura .....	114
2.5 Vantagens concreto pré-fabricado x concreto moldado in loco .....	117
<b>3 MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>119</b>
<b>4 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL .....</b>	<b>121</b>
<b>5 ELEMENTOS ESTRUTURAIS .....</b>	<b>123</b>
<b>6 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA .....</b>	<b>124</b>

<b>7 AÇÕES E ANÁLISE ESTRUTURAL</b> .....	126
<b>8 QUANTITATIVOS DE MATERIAIS</b> .....	131
8.1 Quantitativos de materiais - CML .....	131
8.2 Quantitativos de materiais - CPF.....	132
<b>9 INDICADORES DE CONSUMO E ANÁLISE COMPARATIVA</b> .....	133
9.1 Lajes .....	133
9.2 Vigas.....	136
9.3 Pilares .....	137
9.4 Indicadores globais.....	139
<b>10 CONCLUSÃO</b> .....	142
<b>REFERÊNCIAS</b> .....	144
<b>ANEXO 1 - Planta baixa da edificação comercial para estudo de caso</b> .....	147
<b>ANEXO 2 - Estudo da disposição de pilares e vigas com vãos maiores</b> .....	148
<b>ANEXO 3 - Concepção final da estrutura em concreto moldado in loco</b> .....	150
<b>ANEXO 4 - Planilha utilizada para cálculo de ações excepcionais nos apoios e elementos estruturais</b> .....	151
<b>ANEXO 5 - Planilha para verificação de estabilidade lateral dos elementos</b> .....	152
<b>ANEXO 6 - Planilha cálculo de 'viga T' em armadura passiva e ativa</b> .....	153
<b>ANEXO 7 - Planilha quantitativos de aço das lajes alveolares</b> .....	154
<b>ANEXO 8 - Modelo Laje alveolar LM-20 – Manual Munte</b> .....	155
<b>ANEXO 9 - Planta de fôrmas - CPF - Cypecad</b> .....	156
<b>ANEXO 10 - Planta de fôrmas - CML - Cypecad</b> .....	157

## 1 INTRODUÇÃO

A indústria da construção civil, quando comparada às demais, é considerada defasada, devida à lentidão que se obteve diante da evolução dessas outras indústrias. Devido a este fato, se viu uma grande necessidade de maximizar a produtividade e a qualidade, racionalizando-se os custos dos processos de construção. Surge aí uma palavra-chave neste contexto: a industrialização.

Como diz Medeiros e Sabbatini (1994), “o caminho natural da construção civil é aperfeiçoar-se como indústria, ou seja, industrializar-se, para a construção, é sinônimo de evoluir.”.

Deste modo, têm-se algumas medidas como subsídio para que a construção civil se torne menos onerosa e se obtenha uma racionalização de atividades, como por exemplo, o planejamento das operações a serem realizadas, observando-se questões quantitativas e qualitativas; treinamento prévio dos colaboradores; controle efetivo da matéria-prima da execução dos projetos; pré-fabricação dos materiais e estruturas a serem empregados; dentre outros, que atingem diretamente em variáveis como tempo, custo e qualidade.

De todas essas medidas citadas, uma que influencia de modo considerável e que tem grande potencial de alavancar a indústria da construção civil é a das estruturas pré-fabricadas, por se enquadrar na ótica dos processos industrializados, que sempre recordam o grande Henry Ford, responsável pela revolução da indústria automobilística, que inseriu um novo conceito na fabricação de automóveis através da padronização e produção em série destes. Estes processos baseiam-se em medidas não só de alguns, mas de toda uma organização que busca principalmente, aliada à tecnologia, garantir qualidade, rapidez e segurança ao seu produto final, devido ao seu controle de produção.

Como diz Campos (2002), “por apresentar tais características, a pré-fabricação apresenta-se hoje como a forma mais viável e mais difundida de industrialização da construção”.

Em contrapartida, devido às tradições e costumes, a indústria da construção sofre muitas resistências, no que se diz respeito às mudanças nos métodos construtivos.

Atualmente no Brasil, o sistema estrutural mais usual é o de concreto armado. Isto se dá por diversos motivos e um deles é a facilidade do concreto em se moldar a diversas formas, adequando-se a inúmeros modelos estruturais. No que tange a este sistema, encontram-se diversos métodos de fabricação e utilização dos elementos estruturais. Neste trabalho, falar-

se-á de dois importantes métodos de utilização do concreto armado, sendo eles o moldado in loco e o pré-fabricado.

Para fins de esclarecimento, a ABNT NBR 9062:2006 (Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado) distingue os termos pré-fabricados dos pré-moldados, sendo o primeiro executado industrialmente, mesmo em instalações provisórias de canteiros de obras, sob condições rigorosas de controle de qualidade. Já o segundo diz respeito a elementos que são executados fora do local de utilização definitiva da estrutura, com controle de qualidade.

Como se pode visualizar, a diferença principal está no grau de controle de qualidade das duas estruturas, sendo que a pré-fabricada exige métodos e ensaios bem mais rígidos, enquanto os pré-moldados exigem ensaios e controles menos rígidos, conforme dispostos no item 12 da ABNT NBR 9062:2006.

De modo geral, segundo a ABNT NBR 9062:2006, os processos e regras utilizados para dimensionar e executar as estruturas de concreto pré-moldado são relativos às moldadas in loco, regras essas dispostas na ABNT NBR 6118:2014 (Projeto de estruturas de concreto – Procedimento), acrescentando-se as particularidades deste outro método. Sendo assim, este trabalho desenvolveu-se inicialmente pelas considerações técnicas do concreto armado em geral, apresentando em seguida as particularidades do concreto pré-fabricado, com um o estudo de caso comparando ambos os métodos.

## **1.1 Justificativa**

Para evoluir-se e adequar-se a demanda do mercado, que busca cada vez mais qualidade aliada à rapidez, a construção civil está em constante mudança e busca pelos melhores métodos construtivos.

Frente a isso, a industrialização dos métodos se torna cada vez mais presente no dia-a-dia das obras, sendo as estruturas pré-fabricadas o método mais eficiente neste contexto, pelas suas vantagens, como controle de qualidade das matérias primas e da estrutura final, agilidade no processo de montagem dessas estruturas na obra, melhor organização do canteiro de obras e mais rápido retorno financeiro, quando comparada às estruturas moldadas in loco.

Porém, para se aplicar um método diferenciado em uma cultura com seus costumes já concretizados, necessita-se do desenvolvimento do conhecimento acerca deste novo método, tornando-o mais acessível e interessante aos olhos dessa cultura.

A partir desde raciocínio, este estudo propõe-se a desmistificar esses métodos de estruturas pré-fabricadas e moldadas in loco de concreto armado, buscando em referências bibliográficas e um futuro estudo de uma edificação a ser definida, os prós e contras de ambos os métodos construtivos.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo Geral**

O objetivo geral deste estudo é o de comparar os métodos em concreto armado pré-fabricado e concreto armado moldado in loco, apresentando as diferenças e particularidades de ambos e realizando um estudo de caso que apresentará qual método é o mais apropriado para tal tipo de edificação, levando em consideração os quantitativos de materiais.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

Os objetivos específicos partem de um aprofundamento bibliográfico nos métodos de execução em concreto armado pré-fabricado e moldado in loco, desbravando-se seus conceitos, aplicações, particularidades e requisitos normativos.

Após a obtenção de tais premissas, desenvolver-se-á um estudo técnico de uma edificação comercial, comparando-se a superestrutura (lajes, vigas e pilares) desta em pré-fabricadas e moldadas in loco, apontando-se através de quantitativos obtidos em tal estudo tanto as vantagens como os inconvenientes em cada elemento estrutural dos dois métodos de execução para tal tipo de edificação.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Concreto armado

O concreto armado é um misto de materiais que se unem com suas características para resultar um composto mais resistente. O concreto em si, composto por cimento, água, agregado miúdo e agregado graúdo, não é o ideal para ser utilizado como elemento resistente, pois, apesar de ter uma boa resistência à compressão, não tem a mesma resistência à esforços de tração, sendo que esta solicitação está quase sempre presente nas estruturas de edificações usuais. Sendo assim, para que se apresente um melhor desempenho, o concreto necessita de outro elemento para que, unidos, somem suas características em prol de uma melhor resistência. Este elemento que vem complementar o concreto usualmente é o aço, formando assim o que chamamos de concreto armado. As principais características desse conglomerado se dão pela união desses dois materiais trabalhando conjuntamente, através da aderência entre a superfície do aço e do concreto, fazendo que quando o concreto se desloque, o mesmo aconteça com o aço.

O concreto armado, como todo material, tem suas vantagens e desvantagens quanto ao uso estrutural. Algumas vantagens deste material são a boa resistência à maioria das solicitações; boa trabalhabilidade, adaptando-se a diversas formas; permissão na obtenção de estruturas monolíticas; técnicas de execução bastante conhecidas; boa durabilidade e resistência ao fogo superior em relação à madeira e ao aço; possibilidade da pré-moldagem, agilizando a execução; dentre outras. Por outro lado listam-se algumas desvantagens, tais como elementos de maiores dimensões, quando comparado às estruturas de aço, ocasionando um peso próprio elevado; reformas e adaptações de difícil execução; bom condutor de calor e som; utilização de fôrmas e escoramentos. (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2013).

#### 2.1.1 Características e propriedades do concreto

Para que se obtenha um bom desempenho depois de endurecido, o concreto deve apresentar características específicas que derivam essencialmente do planejamento e da execução deste. No que tange ao planejamento, deve-se definir tais características desejadas, executando tarefas, como: estudar os materiais existentes na região, definir o traço, que é a proporção entre os elementos que compõem o concreto, a forma de preparação deste, o transporte, o adensamento e a cura. Tais tarefas se dão no pré-projeto, que visa estabelecer as

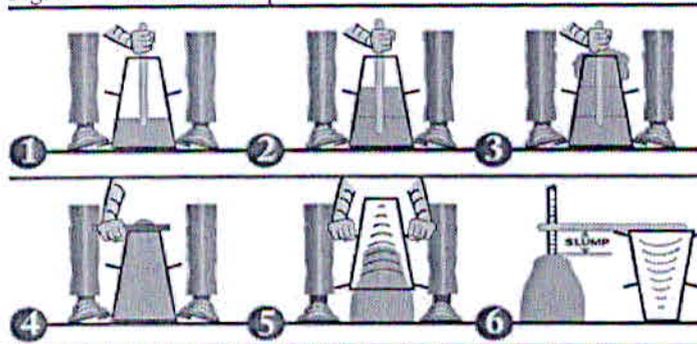
particularidades de cada elemento da obra, e quando ainda o concreto se encontra fresco. O cuidado no preparo do concreto nesta fase é de grande importância, visto que objetiva-se obter um material predominantemente sólido, apesar de este conter gases e líquidos, de boa resistência e poucos vazios internos. Daí a importância de uma correta proporção entre os materiais constituintes do concreto, salientando a água, que tem como principais funções gerar a reação química, quando em contato com o cimento, resultando também em uma pasta responsável por envolver e aderir os sólidos presentes.

Segundo Isaia (2005), algumas propriedades são inerentes ao concreto e de grande valia na execução e vida útil das estruturas, tais como a consistência, a trabalhabilidade e a homogeneidade.

A consistência é a propriedade do concreto fresco que indica a maior ou menor capacidade deste se deformar e está correlacionada ao transporte, lançamento e adensamento do concreto, variando principalmente em função da quantidade de água utilizada, granulometria dos agregados e presença de aditivos específicos.

Uma maneira de classificar o concreto pela sua consistência é realizando o teste do *slump*, que é regulamentado pela ABNT NBR 7223:1998 (Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone), em que é colocada uma quantidade predeterminada de massa em um tronco-cônico metálico normatizado e, após a retirada deste, o abaixamento vertical da massa de concreto que ali se encontrava indica a medida do abatimento ou *slump*.

Figura 1 - Teste do Slump



Fonte: engciv.wordpress.com – Acessado em 11/04/15

Assim, como recomenda a ABNT NBR 7223:1998, em elementos que se têm altas taxas de armadura e, conseqüentemente, apresentem maior dificuldade no adensamento do concreto, devem ser empregados concretos com *slump* alto, justamente pela facilidade de serem lançados e adensados, o que os consideram ter uma boa trabalhabilidade. Esta

propriedade do concreto [trabalhabilidade] está intimamente ligada ao fator água/cimento da mistura, que é regulamentado pela ABNT NBR 6118:2014 e diz que na ausência de ensaios que comprovem o desempenho da estrutura quanto à sua durabilidade, a relação água/cimento será considerada mediante alguns valores máximos, que variam em relação à classe de agressividade do meio (Tabela 1) em que a estrutura está inserida e da resistência adotada para o concreto, conforme Tabela 2. Porém a trabalhabilidade depende também de outras variáveis como a granulometria dos agregados e até a incorporação de aditivos, muito utilizados nos concretos auto-adensáveis, que como o próprio nome já diz, não necessitam de nenhuma energia de adensamento para chegar à forma e resistência desejada, devido ao estado quase fluido que se dão pela incorporação dos aditivos citados acima e não pelo aumento da quantidade de água, o que alteraria a relação água/cimento e, por conseguinte, a diminuição da resistência do concreto.

Tabela 1 - Classes de agressividade ambiental - CAA (Adaptada).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deteriorização da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>1)2)</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>1)</sup>	Grande
		Industrial <sup>1)2)</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>1)3)</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

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

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Tabela 2 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto (Adaptada).

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

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

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Outra propriedade importante a ser analisada no concreto se dá pela distribuição dos agregados graúdos dentro da massa de concreto. Estando eles regulares, uniformes e envolvidos pela massa, melhor será a disposição do concreto à permeabilidade e a proteção a armadura. Portanto, tais situações são obtidas mediante cautelosos manuseios do concreto, desde a usina até o momento do lançamento e adensamento na obra, cautelas essas regidas pelos itens 9.5 e 9.6 da ABNT NBR 14931:2003 (Execução de estruturas de concreto – Procedimento). A esta propriedade dá-se o nome homogeneidade. Quanto mais presente ela estiver no concreto, melhor será o acabamento e a qualidade deste.

Um fator importante para evitar-se a formação de vazios ou até a segregação dos elementos do concreto é a utilização de vibradores mecânicos, que são imersos na massa de concreto fazendo com que esta preencha por inteiro as dimensões das fôrmas. Este processo de utilização de vibradores mecânicos é norteado no item 9.6.2 da ABNT NBR 14931: 2003, resultando num processo denominado adensamento.

Ao período do endurecimento do concreto, que é quando se torna difícil seu adensamento, até ele atingir um nível que já possa ser desformado, mesmo sem ter alcançado sua resistência total requerida, dá-se o nome de ‘pega’. Na produção do concreto, quando o cimento entra em contato com a água, dá-se início a uma reação química que faz com que a água existente tenha tendência a evaporar, fazendo com que o concreto sofra uma diminuição de volume (retração) maior que o usual, ocasionando fissuras indesejadas. Tão efetivas são essas tendências, que a ABNT NBR 14931:2003 faz duas recomendações: que o intervalo de tempo desse momento até o final da concretagem não ultrapasse 2h30min e que se tome providências visando minorar essa perda de água no concreto imediatamente depois do lançamento e adensamento. Ao conjunto dessas providências dá-se o nome de ‘cura’.

Para peças usuais, a cura geralmente consiste em molhar as superfícies aparentes do concreto ou em molhar as faces das fôrmas de madeira, de maneira constante, evitando a secagem destas. Em elementos de superfícies (lajes de piso, por exemplo), é usual a colocação de materiais que possam ser mantidos encharcados, tais como as esponjas. Outro procedimento, adequado principalmente para as peças pré-moldadas, é a cura a vapor, em que se mantém o ambiente saturado e com temperatura elevada, acelerando-se o ganho de resistência do concreto. (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2013).

#### 2.1.1.1 Características mecânicas do concreto

Ainda não foi possível definir uma única via determinante das resistências dos materiais a todos os tipos de solicitações. Como no caso do concreto as características importantes na análise são mecânicas (resistências à compressão e à tração), então não é

possível uma dedução direta da resistência que se encontra em um ensaio de uma solicitação, quando combinada a outro tipo (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2013).

O item 8.2 da ABNT NBR 6118:2014, apresenta diversas expressões empíricas para se determinar a resistência do concreto a diversos tipos de solicitações em função da resistência a compressão, que é determinada pelo ensaio de corpos de prova cilíndricos padronizados pela ABNT NBR 5738:1994 (Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova) com diâmetro de base de 15 cm e altura de 30 cm e também corpos com base de 10 cm e altura de 20 cm. Este ensaio deve ser feito conforme descrito na ABNT NBR 5739:1994 (Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos), em que os corpos-de-prova são submetidos a uma compressão centrada, gerando então, a resistência a compressão destes na idade de 'j' dias (como se vê na fórmula 1.1), além de obter também outras características, sendo uma delas o módulo de elasticidade, como diz a ABNT NBR 6118:2014.

Figura 2 - Ensaio de Compressão



Fonte: O autor

$$f_{cj} = N_{rup} / A \quad (1.1)$$

Onde:

$f_{cj}$  – resistência à compressão do corpo de prova de concreto na idade de (j) dias;

$N_{rup}$  – carga de ruptura do corpo de prova; e

A – área da seção transversal do corpo de prova.

Como diz a ABNT NBR 6118:2014, a resistência à compressão do concreto deverá ser relacionada à idade de 28 dias, sendo esta estimada desde que se realize o ensaio de

determinadas quantidades de corpos de prova. Após isso, adota-se o conceito de resistência característica, que leva em conta não somente a média aritmética das cargas de ruptura dos ensaios, mas também o desvio da série desses valores, através do coeficiente de variação  $\delta$ .

A ABNT NBR 6118:2014 define que os valores característicos  $f_k$  das resistências são os que, em um lote do material, têm certa probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável para a segurança, e usualmente é de interesse a resistência característica inferior  $f_{k,inf}$ , admitida como o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos do lote. Sendo assim, define-se como resistência característica ( $f_{ck}$ ) do concreto à compressão, o valor que apresenta 95% dos resultados dos ensaios acima dele ou 5% abaixo.

Tendo o conceito de resistência característica definido, a ABNT NBR 8953:1992 (Concreto para fins estruturais – Classificação por grupos de resistência) classifica os concretos em dois grupos distintos, sendo os concretos normais designados pela letra C, seguida do valor do  $f_{ck}$  (expressa em MPa) e tendo eles massa específica seca compreendida entre 2000 kg/m<sup>3</sup> e 2800 kg/m<sup>3</sup>, e os concretos leves, designados pelas letras CL, seguidas dos mesmos valores do  $f_{ck}$  (expressa em MPa) e tendo eles massa específica seca menor que 2000 kg/m<sup>3</sup>, conforme tabela abaixo:

Tabela 3 - Classes de resistência do grupo I (Adaptada)

<b>Grupo I de resistência</b>	<b>Resistência característica à compressão (MPa)</b>
C10	10
C15	15
C20	20
C25	25
C30	30
C35	35
C40	40
C45	45
C50	50

Fonte: ABNT NBR 8953:1992

Tabela 4 - Classes de resistência do grupo II (Adaptada)

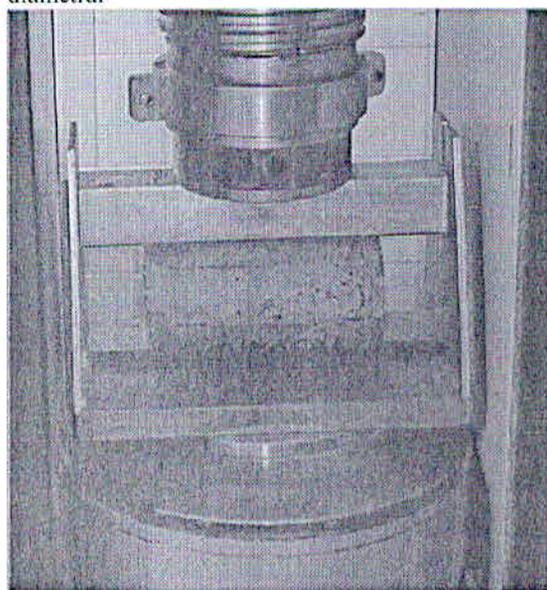
<b>Grupo II de resistência</b>	<b>Resistência característica à compressão (MPa)</b>
C55	55
C60	60
C70	70
C80	80

Fonte: ABNT NBR 8953:1992

Segundo El Debs (2000), no concreto pré-fabricado, utiliza-se de classes dos dois grupos citados nas Tabelas acima, sendo do grupo I mais utilizados os concretos de C40 à C50 e do C55 ao C70 do grupo II, podendo ultrapassar a classe C80 em casos especiais, como um exemplo de uma edificação comercial na Finlândia, em que se tem conhecimento da utilização de concreto de resistência de 100 MPa em certos componentes. Com a utilização destes concretos de maior resistência, conhecidos por concreto de alto desempenho (CAD) por melhorarem também algumas propriedades como a durabilidade e a capacidade de proteção da armadura contra a corrosão, possibilita-se uma redução das seções transversais dos elementos, contando com o auxílio da protensão em determinados casos de elementos fletidos.

Levando-se em conta a resistência do concreto à tração, geralmente esta pode ser desprezada, pela discrepância de valores com relação à resistência à compressão. Porém, levando em consideração os esforços cortantes, que influem diretamente no aparecimento de fissuras, se faz necessário a obtenção desta resistência. Para isso, existem três tipos de ensaio: a flexo-tração, compressão diametral (tração indireta) e tração direta, sendo o segundo conhecido como Ensaio Brasileiro de Resistência à Tração, que foi sistematizado pelo engenheiro L.F. Lobo Carneiro e que se utiliza de corpos de prova com as mesmas dimensões do ensaio à compressão, porém na posição horizontal, como mostra a figura a seguir:

Figura 3 - Ensaio de resistência à tração por compressão diametral



Fonte: pgecea.uefs.br – Acesso em: 12/04/2015

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, item 8.2.5, a resistência à tração indireta  $f_{ct,SP}$  e a resistência à tração na flexão  $f_{ct,f}$  devem ser obtidas em ensaios realizados conforme a ABNT NBR 7222:1994 (Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos) e ABNT NBR 12142:2010 (Concreto - Determinação da resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos), respectivamente. A citada norma ainda diz que a resistência a tração direta  $f_{ct}$  pode ser considerada igual a  $0,9.f_{ct,SP}$  ou  $0,7.f_{ct,f}$  ou, na ausência de ensaios para obtenção destes, avalia-se o seu valor médio por meio das equações 1.2 para concreto de classe até C50 e 1.3 para concretos da classe C55 até C90. Se  $f_{ck} \geq 7$  Mpa, estas expressões podem ser usadas também para idades diferentes de 28 dias. Os valores de  $f_{ctk,inf}$  e  $f_{ctk,sup}$  é definida pela Norma em situações particulares.

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (1.2)$$

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck}) \quad (1.3)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (1.4)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} \quad (1.5)$$

Sendo  $f_{ct,m}$  e  $f_{ck}$  expressos em Mpa.

Como citado anteriormente, o ensaio de compressão centrada do concreto é utilizado também para se definir outros dados, como as características elásticas. Estas são mostradas pelo diagrama tensão-deformação do concreto, obtido de tal ensaio.

Como diz a ABNT NBR 6118:2014, item 8.2.8, o módulo de elasticidade deve ser obtido segundo ensaio descrito na ABNT NBR 8522:2003 (Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação), sendo considerado o módulo de deformação tangente inicial cordal a 30%  $f_c$ .

Porém, quando não forem feitos ensaios e não existir precisão nos dados do concreto usado na idade de 28 dias, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial por meio das equações 1.6 e 1.7:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (1.6)$$

Sendo  $E_{ci}$  em MPa e para  $f_{ck}$  de 20 a 50 MPa, e

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 + \alpha_E \cdot \left( \frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad (1.7)$$

para  $f_{ck}$  de 55 a 90 MPa e  $\alpha_E$  variando diante do agregado graúdo utilizado, podendo ser 1,2 (para basalto e diabásio); 1,0 (para granito e gnaiss); 0,9 (para calcário); ou 0,7 (para arenito).

Já em uma idade  $j \geq 7$  dias, pode-se utilizar a mesma equação, apenas substituindo  $f_{ck}$  por  $f_{ckj}$ .

Em análises elásticas de projeto, para se verificar esforços solicitantes e estados-limites de serviço, o módulo de elasticidade secante é calculado pela equação (1.8) abaixo, sendo os valores expressos em MPa.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (1.8)$$

Sendo o  $\alpha_i$  definido pela Equação 1.9, variando de acordo com as classe de resistência característica do concreto à compressão ou utilizando os valores estimados da Tabela 5, que considera o uso do granito como agregado graúdo.

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (1.9)$$

Tabela 5 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o granito como agregado graúdo).

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

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

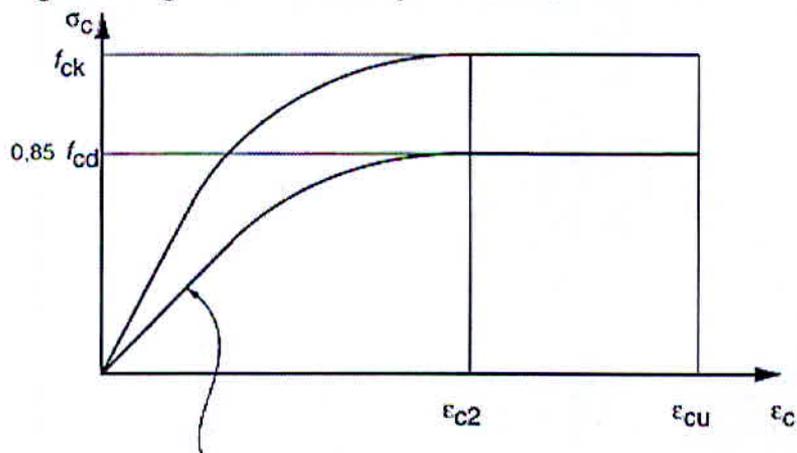
Na análise do comportamento de um elemento estrutural ou de uma seção transversal, segundo o mesmo texto da Norma citada anteriormente, pode ser adotado um módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo secante  $E_{cs}$  da equação anterior. Já na análise global da estrutura permite-se utilizar em projeto o módulo tangente inicial, da equação 1.6.

Com relação aos diagramas tensão-deformação do concreto, a ABNT NBR 6118:2014 diz, em seu item 8.2.10, que para tensões de compressão menores que  $0,5 \cdot f_c$ , pode-se admitir uma relação linear entre tensões e deformações, adotando-se para o módulo de elasticidade o valor secante expresso pela equação 1.8.

No caso dos estados-limites últimos, aplica-se o diagrama tensão-deformação (Figura 4) idealizado em que se supõe que a variação de tensões no concreto ocorra de acordo com o

diagrama parábola-retângulo, com tensão de pico igual a  $0,85.f_{cd}$ , com  $f_{cd}$  determinado pelo item 12.3.3 da ABNT NBR 6118:2014.

Figura 4 - Diagrama tensão-deformação do concreto



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

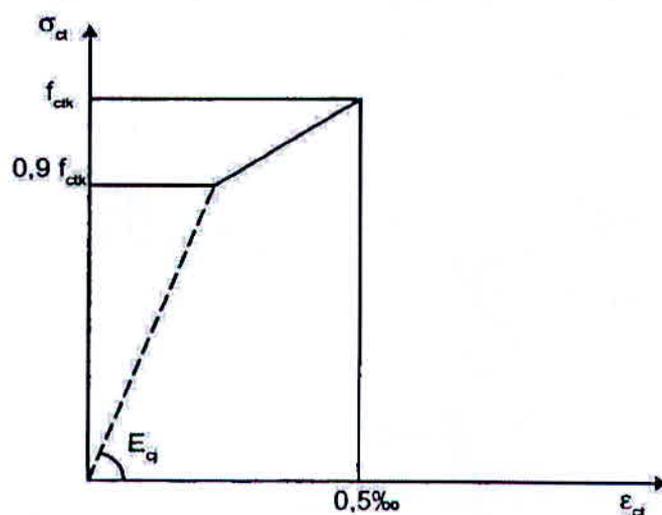
Para  $f_{ck} \leq 50$  MPa:  $n=2$   
 Para  $f_{ck} > 50$  MPa:  
 $n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Na figura acima vemos a equação da curva inferior apenas. Para se ter a da superior, basta substituir na mesma equação o termo  $0,85.f_{cd}$  por  $f_{ck}$ .

Analisando agora as tensões de tração, para o concreto não fissurado, tem-se o diagrama tensão-deformação bilinear abaixo.

Figura 5 - Diagrama tensão-deformação bilinear na tração



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

## 2.1.2 Características e propriedades do aço

Como o aço é um material industrializado, suas características e propriedades são mais bem definidas, com relação ao concreto. Sendo assim, suas propriedades e particularidades são minoradas, quando descritas junto às do concreto. A ABNT NBR 7480:1996 (Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado) substituiu a versão de 1982 e introduziu várias mudanças, visando adequar-se ao mercado. Baseando-se nesta e em manuais da Companhia Siderúrgica Belgo Mineira, Carvalho e Figueiredo Filho (2013) apresentam algumas informações com relação ao aço que serão faladas abaixo.

Um importante esclarecimento a ser feito é a diferença entre aço e ferro. A diferença substancial está no teor de carbono de tais elementos. O primeiro possui um teor inferior a 2,04%, lembrando, porém, que os utilizados no concreto armado possuem, normalmente, entre 0,08% e 0,50%. Já o segundo possui um teor entre 2,04 e 6,7%.

A Norma citada acima eliminou a categoria CA-40 (a sigla CA indica concreto armado, e o número, a categoria, ou seja, a resistência de escoamento mínima, em kN/cm<sup>2</sup>), que não era produzida por siderúrgicas, mantendo apenas as categorias CA-25, 50 e 60.

Para fins de esclarecimento, a divisão dos aços em classes A e B foram eliminadas desta versão da Norma, pois de forma errada se entendia que a classe A apresentava patamar de escoamento, e a classe B não. As classes na realidade apenas diferenciavam o processo de fabricação, sendo a classe A fabricada por laminação à quente e a classe B por laminação à frio ou trefilação.

Diante de tal mudança, ficou-se definido que todo material em barras, que é o caso do CA-25 e CA-50, deverão obrigatoriamente ser fabricados por laminação à quente, e que todos os fios, característicos do CA-60, deverão ser fabricados por trefilação ou processo semelhante, como a laminação à frio.

### 2.1.2.1 Características mecânicas do aço

Como visto anteriormente, o concreto possui baixa resistência com relação às solicitações de tração. Desta maneira, em elementos de concreto armado, o aço é o principal componente no combate a estes tipos de solicitações. Assim, as características mecânicas que são mais relevantes a este componente do concreto armado se dão por ensaios de tração.

Como todo material o aço resiste até certo nível de tensão, sem que haja em si uma deformação permanente, ou seja, que até determinado valor de tensão ele possa voltar às suas

dimensões originais. A este valor de tensão dá-se o nome de resistência característica de escoamento do aço à tração ( $f_{yk}$ ). Os aços CA-60, diferentemente dos CA-25 e CA-50, possuem uma particularidade, que é a de não ter um patamar de escoamento definido. Assim, o valor de  $f_{yk}$  é o da tensão correspondente a uma deformação específica permanente de 0,002 (0,2% ou 2‰).

Outra importante característica mecânica dos aços se dá pela força máxima resistida pelo material, na qual ele se rompe e cuja definição é dada por limite de resistência ( $f_{stk}$ ). Seu valor geralmente é obtido diretamente da máquina de tração e a tensão máxima se dá pela relação entre a força de ruptura e a área da seção transversal inicial da amostra.

No momento em que este material se rompe, seu comprimento, devido à tração exercida, já não é o mesmo. Assim, define-se  $l_0$  como comprimento inicial e  $l_1$  como comprimento final, sendo o segundo medido após a carga ser retirada, geralmente de um trecho central do corpo de prova. Desta maneira define-se outra característica do aço, denominada alongamento na ruptura, dada em porcentagem pela equação abaixo:

$$\varepsilon = \frac{l_1 - l_0}{l_0} \cdot 100 \quad (1.10)$$

Segundo a ABNT NBR 7480:1996, o  $l_0$  dos corpos de prova deverá ser dez vezes o diâmetro nominal destes. Parâmetros como classificação, diâmetros, seções transversais nominais de fios e barras e os coeficientes de conformação superficial mínimo das barras não lisas são estabelecidos pela mesma. Entretanto, para a definição do diagrama tensão-deformação, dos valores característicos de resistência ao escoamento  $f_{yk}$ , da resistência à tração  $f_{stk}$  e da deformação na ruptura  $\varepsilon_{uk}$  do aço, os ensaios de tração pertinentes são especificados pela ABNT NBR ISO 6892-1:2013 (Materiais metálicos - Ensaio de Tração Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente).

Como citado anteriormente, os aços CA-25 e CA-50, por terem um patamar de escoamento definido, possuem uma Equação para se definir a deformação específica de cálculo ( $\varepsilon_{yd}$ ), correspondente ao início do escoamento, sendo ela:

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s \quad (1.11)$$

onde:

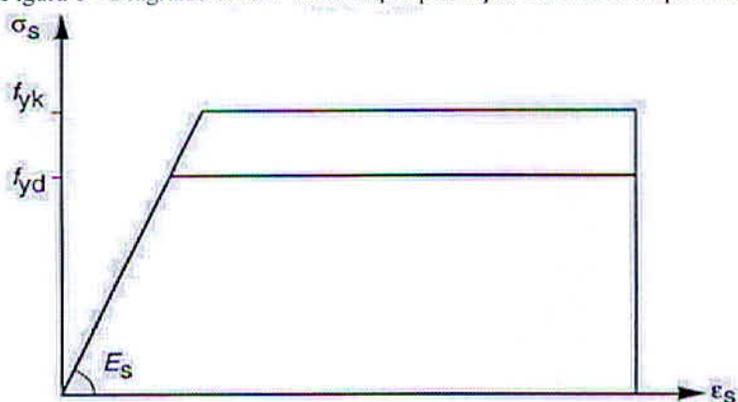
$E_s$  – módulo de elasticidade do aço, admitido = 210.000Mpa ( $2,1 \cdot 10^6$  kgf/cm<sup>2</sup>);

$f_{yd}$  – tensão (resistência) de escoamento de cálculo do aço =  $f_{yk}/1,15$ ; e

$f_{yk}$  – resistência característica do aço à tração.

Já no caso do aço CA-60, a ABNT NBR 6118:2014, item 8.3.6, permite determinar-se a deformação específica de cálculo, nos estados-limites de serviço e último, o diagrama simplificado (Figura 6) abaixo, sendo este válido para temperaturas entre  $-20^{\circ}\text{C}$  e  $150^{\circ}\text{C}$ , tanto para tração quanto para compressão.

Figura 6 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas.



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

## 2.2 Concepção estrutural

### 2.2.1 Elementos estruturais

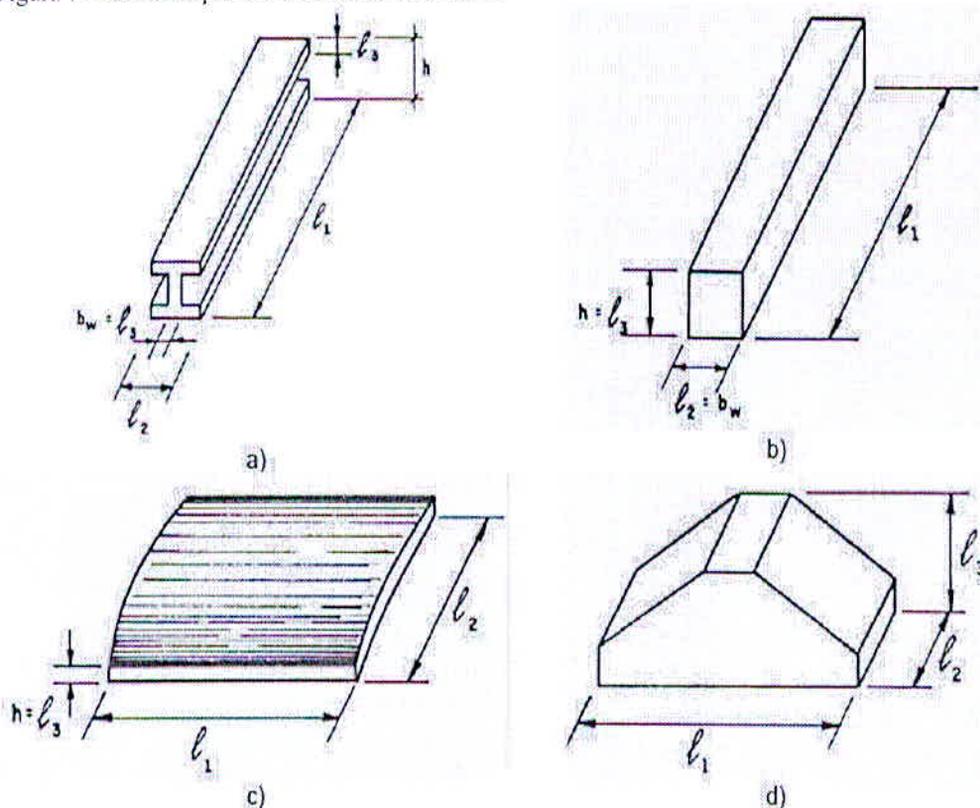
Nas edificações usuais de concreto armado, os elementos estruturais que compõem o sistema estrutural global, são dados pelas lajes, vigas e pilares ou a união destes como, por exemplo, as escadas, que podem ser formadas por lajes e vigas.

Os elementos estruturais devem ter resistência compatível com os esforços solicitantes referentes a cada um deles, e a segurança destes deve estar de acordo com os Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Serviço (ELS), que serão abordados à frente. Sendo assim, a posição de cada elemento (arranjo estrutural) é um importante ponto a se observar, sempre visando manter conformidade com o projeto arquitetônico. Assim, torna-se necessário o conhecimento e a diferenciação sobre estes elementos.

Visando associar a posição de cada elemento na estrutura global das edificações com os esforços solicitantes, Vlassov (1962) utiliza o critério geométrico para a classificação dos elementos estruturais, segundo as dimensões características  $l_1$ ,  $l_2$  e  $l_3$  destes elementos, obtendo a seguinte classificação:

- a) Elementos lineares de seção delgada – são aqueles com a espessura ( $l_3$ ) muito menor que a altura ( $h$ ) da seção transversal, e esta muito menor que o comprimento ( $l_1$ ). Caracterizam-se como elementos de barras e geralmente são constituídos por argamassa armada, que é obtida pela associação entre argamassa simples (cimento e areia) e armaduras de pequeno diâmetro e pouco espaçada, sendo estas fios e telas de aço.
- b) Elementos lineares de seção não delgadas – são os elementos com a espessura ( $l_2$ ) da mesma ordem de grandeza da altura ( $l_3$ ) da seção transversal, e estas bem menores que o comprimento ( $l_1$ ). São também caracterizados como elementos de barras, porém constituídos por concreto armado, podendo ser pilares, vigas e tirantes.
- c) Elementos bidimensionais: são os elementos estruturais que têm suas dimensões em planta ( $l_1$  e  $l_2$ ) da mesma ordem de grandeza e muito maiores que a espessura ( $l_3$ ), como exemplo as lajes e paredes de arrimo.
- d) Elementos tridimensionais: são aqueles que têm as três dimensões ( $l_1$ ,  $l_2$  e  $l_3$ ) da mesma ordem de grandeza, como exemplo os elementos de fundação.

Figura 7 - Identificação dos elementos estruturais



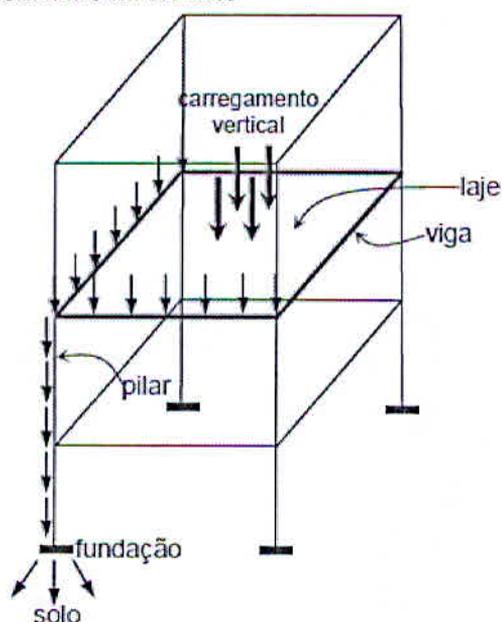
Fonte: Fusco, 1976.

## 2.2.2 Sistemas estruturais

Para obter-se uma perfeita compreensão do mecanismo das estruturas e seus respectivos dimensionamentos, faz-se necessário a formação de uma metodologia, com a qual se baseará, para uma análise que tem como objetivo principal chegar ao mais próximo possível do comportamento real das estruturas. Porém, geralmente não é possível obter-se esse real comportamento de uma forma simplificada, excetuando-se a utilização de programas sofisticados de cálculo estrutural, com os quais é possível uma análise global da estrutura, pelo fato dos métodos utilizados por estes serem mais complexos, mas executados em alta velocidade. Entretanto necessita-se o conhecimento do comportamento de cada um dos elementos estruturais, através de uma simplificação do estudo destes. No que tange a esta simplificação, surge uma técnica que consiste no desmembramento da estrutura global em elementos distintos, cujos comportamentos são conhecidos e de análise facilitada, técnica essa denominada discretização.

Utilizando-se da Figura 8, a discretização poderá ser feita da seguinte forma: a laje de concreto (plana) suporta seu peso, os revestimentos e mais alguma carga accidental; as vigas recebem os esforços da laje e os transmitem, com seu peso próprio (mais peso de parede, se houver), para os pilares; estes recebem todas essas cargas e, juntamente com seu peso, transmitem para as fundações.

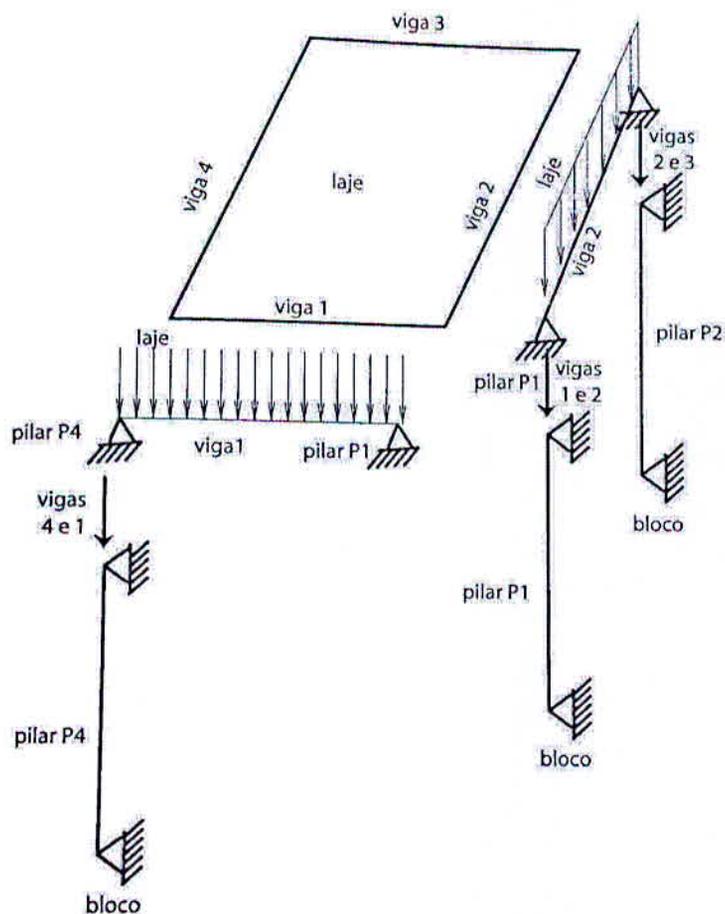
Figura 8 - Fluxo dos esforços (ações) nos elementos estruturais em edifícios



Fonte: Alva, 2007. (Adaptada)

Já a figura 9 mostra, pelo processo da discretização, como cada elemento da estrutura pode ser analisado separadamente. Assim, monta-se um modelo físico do sistema e, juntamente com os conhecimentos adquiridos na teoria das estruturas, aplicam-se diversas simplificações para obterem-se os resultados. Neste caso, as vigas são carregadas por ações uniformemente distribuídas e consideradas apoios indeformáveis na direção vertical para as lajes; os pilares apoios indeslocáveis na vertical para as vigas e, de modo grosseiro, birrotulados em suas extremidades; e as lajes são consideradas simplesmente apoiadas ou totalmente engastadas na viga. Assim, percebe-se que a viga 1 descarrega nos pilares P1 e P4 e a viga 2, nos pilares P1 e P2. Para se encontrar a carga atuante no pilar P1, soma-se as reações das vigas 1 e 2 que estão sobre ele. Desta forma, identificam-se algumas estruturas de cálculo facilitado, encontrando-se os esforços solicitantes máximos nas seções, com alguns conceitos da resistência dos materiais.

Figura 9 - Discretização da estrutura



Fonte: (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2013)

### 2.2.3 Dimensionamento

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a análise estrutural tem por objetivo determinar os efeitos das ações em uma estrutura, a fim de se distribuir as tensões e deformações em toda a estrutura, ou em parte dela, ações essas que ocorrerão durante a execução e ao longo de sua vida útil.

No entanto, não se dimensiona uma estrutura visando que esta resista de forma total a todos os fatores aleatórios que intervêm em uma edificação.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2013), a insegurança de uma edificação está relacionada com algumas incertezas, tais como a resistência dos materiais utilizados, que é alterada diante de alguns fatores (fabricação, fadiga, condições de execução da obra e ensaios que não são espelhos das situações reais); características geométricas da estrutura (falta de precisão na execução); ações permanentes e variáveis; e valores reais das solicitações, que podem ser diferentes dos adotados nos cálculos.

Desta forma, o dimensionamento de uma estrutura está ligado basicamente em uma das seguintes opções:

- a) Comprovar a resistência de uma seção previamente conhecida (dimensões e armadura) às ações mais desfavoráveis que possam atuar nela;
- b) Impor algumas dimensões de uma seção ainda não definida, visando encontrar todas suas dimensões por inteira, sendo que esta resista às ações máximas que possa estar sujeita;

De forma geral, conforme descrevem Carvalho e Figueiredo Filho (2013), os métodos de dimensionamento das estruturas de concreto armado podem se dar de duas formas, que serão distinguidas nos próximos tópicos, sendo a primeira pelos métodos clássicos (tensões admissíveis) e a segunda pelos métodos de cálculo na ruptura (estados-limite).

#### 2.2.3.1 Métodos clássicos

Nesses métodos, as solicitações normais, de momento fletor e de esforço cortante são determinadas baseando-se nas cargas máximas de utilização (serviço). Desta forma, calculam-se as tensões máximas correspondentes a essas solicitações, supondo que o comportamento

dos materiais seja elástico. Assim, as tensões máximas estarão limitadas a uma fração da resistência dos materiais (tensões admissíveis), garantindo a segurança na estrutura.

Nesses métodos clássicos, os valores numéricos distintos, que são a partida para o cálculo de resistência dos materiais e das cargas, são considerados fixos e não aleatórios (métodos determinísticos). Sendo assim, as grandezas são empregadas com seus valores máximos, fazendo com que a estrutura seja superdimensionada, pela raridade destes valores serem atingidos ao longo da vida útil da estrutura.

Por não considerar a capacidade de adaptação plástica dos materiais, que fariam com que estes resistissem a maiores solicitações, este método conduz frequentemente a um mau aproveitamento dos materiais.

Existem também situações em que as solicitações não são proporcionais às ações. Assim, um pequeno aumento nas ações ocasionará um grande aumento das solicitações, ou vice-versa, fazendo com que este método não seja possível averiguar uma verdadeira margem de segurança.

### 2.2.3.2 Métodos de cálculo na ruptura

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, na verificação da segurança de estruturas de concreto devem ser atendidas as condições construtivas e analíticas de segurança. Nas construtivas de segurança deve-se tomar cuidado aos critérios de detalhamento, ao controle de materiais e ao controle de execução da obra. Quanto às analíticas de segurança, as resistências não devem ser menores que as solicitações (conforme Equação 1.12), devendo ser estas resistências verificadas em relação a todos os estados-limites e carregamentos especificados de acordo com a tipologia da construção.

$$R_d \geq S_d \quad (1.12)$$

onde:

$R_d$  – valores de cálculo dos esforços resistentes.

$S_d$  – valores de cálculo dos esforços solicitantes.

O método de cálculo na ruptura, também chamado método dos estados-limites, é denominado um método de análise semiprobabilística, pois se utiliza um processo simplificado de verificação de segurança, diante da complexidade de uma análise probabilística. Desta forma, a estrutura estará segura quando as solicitações de cálculo forem,

no máximo, iguais aos valores suportados pela estrutura no estado-limite considerado. Assim, este método adota valores característicos tanto para as resistências quanto para as ações, fazendo com que, geralmente, as resistências efetivas possam ser inferiores aos seus valores característicos e as ações efetivas superiores aos seus valores característicos. Portanto, com as incertezas existentes no cálculo pela adoção destes valores, minoram-se as resistências e majoram-se as ações.

#### 2.2.3.2.1 Valores característicos das resistências

A ABNT NBR 6118:2014, em seu item 12.2, define os valores característicos das resistências, que deverão ser transformadas em valores de cálculo, da seguinte forma:

Os valores característicos  $f_k$  das resistências são os que, num lote de material, têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável para a segurança. Usualmente é de interesse a resistência característica inferior  $f_{k,inf}$  cujo valor é menor que a resistência média  $f_m$ , embora por vezes haja interesse na resistência característica superior  $f_{k,sup}$ , cujo valor é maior que  $f_m$ . Para os efeitos desta norma, a resistência característica inferior é admitida como sendo o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material.

#### 2.2.3.2.2 Valores de cálculo das resistências

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, em seu item 12.3.1, os valores de cálculo das resistências são obtidos a partir da divisão das resistências características inferiores  $f_k$  pelo coeficiente de ponderação das resistências  $\gamma_c$  (definido no item 12.4 da Norma), como descreve a Equação abaixo:

$$F_d = f_k / \gamma_c \quad (1.13)$$

#### 2.2.3.2.3 Valores de cálculo das tensões resistentes

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, em seu item 12.3.2, as tensões resistentes de cálculo  $\sigma_{Rd}$  ou  $\tau_{Rd}$  são estabelecidas diante das teorias de resistência dos elementos estruturais considerados, particularmente, para se encontrar as solicitações resistentes de cálculo, quando estas não dependerem de forma direta das resistências encontradas em ensaios de corpos-de-prova padronizados dos materiais empregados.

### 2.2.3.2.4 Coeficientes de ponderação das resistências

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 (item 12.4), as resistências deverão ser minoradas pela multiplicação dos coeficientes  $\gamma_{m1}$ ,  $\gamma_{m2}$  e  $\gamma_{m3}$  (conforme Equação 1.14). O primeiro considera a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos, o segundo a diferença entre a resistência do material no corpo de prova e na estrutura e o terceiro os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências.

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3} \quad (1.14)$$

Os valores base para verificação, no estado-limite último, são apresentados na Tabela 6 abaixo:

Tabela 6 – Valores dos coeficientes  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$

Combinações	Concreto ( $\gamma_c$ )	Aço ( $\gamma_s$ )
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,00

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Para os elementos cuja execução seja prevista condições desfavoráveis (por exemplo, adensamento manual ou más condições de transporte), o coeficiente  $\gamma_c$  deve ser multiplicado por 1,1.

Como diz a ABNT NBR 6118:2014, não é necessário usar coeficientes de minoração para o estado-limite de serviço. Sendo assim,  $\gamma_m = 1,0$ , neste caso.

Ela ainda diz que os valores das resistências de cálculo, tanto para o concreto quanto para o aço no estado-limite último, em obras usuais e situações normais em geral, se dão pelas Equações abaixo, respectivamente:

$$f_{cd} = f_{ck} / 1,4 \quad (1.15)$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 \quad (1.16)$$

### 2.2.3.2.5 Estados-limite

No cálculo das estruturas de concreto armado, são considerados os estados-limites últimos e estados-limites de serviço. O primeiro diz respeito ao colapso ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que determine a paralisação, no todo ou em parte, do uso da estrutura. Já o segundo é aquele ligado à durabilidade das estruturas e à aparência, conforto do usuário e a boa utilização funcional das mesmas, seja em relação aos usuários, às máquinas ou aos equipamentos utilizados. (ABNT NBR 6118:2014).

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, em seu item 10.3, a verificação das estruturas de concreto em relação à segurança, deve envolver os seguintes estados-limites últimos:

- a) Perda do equilíbrio da estrutura (sendo esta considerada um corpo rígido);
- b) Esgotamento, total ou em parte, da resistência da estrutura, pelas solicitações normais e tangenciais;
- c) Esgotamento, total ou em parte, da resistência da estrutura, pelos efeitos de segunda ordem;
- d) Provocados pelas ações dinâmicas;
- e) Colapso progressivo;
- f) Solicitações especiais (que ocorram eventualmente).

Já em relação aos estados-limites de serviço, a mesma norma (item 3.2) diz que a segurança das estruturas de concreto podem exigir as seguintes verificações:

- a) Formação de fissuras (ELS-F): estado em que se dá início a formação de fissuras;
- b) Abertura de fissuras (ELS-W): estado no qual as fissuras apresentam aberturas iguais aos valores máximos (especificados no item 13.4.2 da Norma);
- c) Deformação excessiva (ELS-DEF): estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos (especificados no item 13.4.2 da Norma) para a utilização da estrutura;
- d) Descompressão (ELS-D): estado que em um ou mais pontos da seção transversal a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção. (Usual no concreto protendido);
- e) Descompressão parcial (ELS-DP): estado em que se garante a compressão na seção transversal, onde existem armaduras ativas. (Usual no concreto protendido);

- f) Compressão excessiva (ELS-CE): estado no qual as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido. (Usual no concreto protendido);
- g) Vibração excessiva (ELS-VE): estado no qual as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção;
- h) Casos especiais: em construções especiais, pode ser necessário verificar a segurança com relação a outros estados-limites de serviço não definidos na ABNT NBR 6118:2014.

De acordo com a ABNT NBR 8681:2003 (Ações e segurança nas estruturas – Procedimento), os estados-limite de serviço decorrem de ações que podem ser combinadas de três maneiras, variando pelo tempo em que estas atuam na estrutura, sendo estas combinações divididas em:

- a) Quase permanentes: combinações de ações que podem atuar sobre a estrutura durante mais da metade de seu período de vida;
- b) Frequentes: combinações de ações que se repetem, no período de vida da estrutura, em torno de cem mil ( $10^5$ ) vezes em 50 anos ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezível (a partir de 5%) desse período;
- c) Raras: combinações de ações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

### 2.2.3.3 Solicitações

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2013), denomina-se solicitação qualquer esforço (momento fletor, força normal e/ou força cortante) ou o conjunto deles, que decorrem de ações aplicadas a uma ou mais seções de um elemento da estrutura.

Como diz a ABNT NBR 6118:2014, para a combinação de ações considerada, são obtidas as solicitações de cálculo de acordo com a análise estrutural e estado-limite a serem considerados. Desta forma, as ações são majoradas, determinando-se assim, as solicitações.

### 2.2.4 Qualidade das estruturas

Uma das grandes mudanças que a ABNT NBR 6118 vem sofrendo, desde a atualização do ano de 2003, é a preocupação quanto à qualidade e durabilidade das estruturas.

Sendo assim, ela estabelece que as estruturas de concreto devam atender a três classes de requisitos mínimos de qualidade, no período da construção até a utilização, sendo o grupo 1 ligado à segurança e à ruptura, o grupo 2 a danos como fissuração excessiva e deformações inconvenientes, e o grupo 3 tratando da conservação da estrutura, sem que haja reparos de alto custo.

Portanto, seja qual for a solução estrutural adotada, ela deve atender aos requisitos impostos pelos três grupos citados acima, além de atender as condições arquitetônicas, funcionais, construtivas, estruturais e de integração com os demais projetos, de acordo com as normas específicas.

### 2.2.5 Durabilidade das estruturas

A ABNT NBR 6118:2014, em seu item 6.1, exige que nos projetos e construções em estruturas de concreto sejam consideradas as influências ambientais, conservando assim sua segurança, estabilidade e comportamento adequado em serviço durante o período correspondente à sua vida útil estabelecida em projeto, que é o período de tempo em que se mantêm as características da estrutura de concreto, desde que essas sejam utilizadas da maneira correta e se tenha uma manutenção prevista pelo projetista, bem como possíveis reparos, que decorram de eventuais danos acidentais.

Um dos fatores que mais influenciam e minoram tanto a durabilidade quanto a qualidade das estruturas é a agressividade do meio em que elas se encontram, podendo ser ela ligada às ações físicas e químicas.

Segundo a Norma citada acima, a agressividade ambiental nos projetos das estruturas correntes pode ser avaliada, de forma simplificada, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes, conforme Tabela 1 deste trabalho.

As características, a espessura e a qualidade do concreto de cobrimento das armaduras é o fator preponderante na durabilidade das estruturas. Na falta de ensaios que comprovem suas resistências de acordo com o meio em que estão inseridas, e pela forte ligação da relação água/cimento, da resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, é permitido adotar os requisitos mínimos da Tabela 2 deste trabalho.

Além das especificações abordadas acima, existem outras considerações a serem feitas com relação à durabilidade da estrutura. Duas delas são as verificações de aberturas máximas de fissuras e o cobrimento mínimo das armaduras, sendo a última discutida mais a frente, pois

se dá de grande importância na comparação entre o concreto moldado in loco e o concreto pré-fabricado.

### 2.3 Concreto armado moldado in loco

Para obter-se uma melhor comparação quanto à execução entre os métodos em concreto armado moldado in loco e pré-fabricado, faz-se necessária uma descrição de alguns pontos relevantes deste processo. Desta forma, este item abordará alguns tópicos relacionados à execução em concreto armado moldado in loco, mostrando situações usuais citadas por Milito (2009).

#### 2.3.1 Fôrmas e escoramentos

As fôrmas e escoramentos são aqueles elementos responsáveis por dar forma e estabilidade para que a estrutura seja executada conforme estabelecido em projeto.

Segundo Milito (2009), o custo das fôrmas é de aproximadamente 8% em relação ao custo total da obra, considerando os custos diretos. E com relação ao ciclo de execução das estruturas, as fôrmas são de grande importância no caminho crítico, sendo responsáveis por 50% do prazo de execução da edificação. Desta forma, qualquer atraso relacionado à este processo pode ocasionar um grande problema nos processos seguintes, como a montagem da armadura e concretagem. Para evitar os problemas citados acima, procura-se seguir fielmente o projeto de fôrmas, executando-as de forma que fiquem estanques e se reutilize o maior número de vezes possível.

##### 2.3.1.1 Materiais e ferramentas das fôrmas

As fôrmas podem ser fabricadas de diversos materiais, sendo os principais a madeira, o aço, o alumínio plástico e o papelão.

A escolha pelo tipo de material a ser utilizado na fabricação das fôrmas depende de diversos fatores, como o número de reutilizações, acabamento requerido da estrutura, cargas atuantes, tipo de estrutura, equipamentos de transporte, cronograma da obra, investimentos iniciais, entre outros.

Abaixo serão citados alguns elementos usuais na fabricação e montagem das fôrmas:

- a) Tábuas de madeira serrada: Devem ter resistência e elasticidade razoáveis, não serem excessivamente duras e alto custo. Os tipos de madeiras mais utilizados nestas tábuas são o pinho, o cedrilho, o timburi e outros similares. As bitolas usuais são de 2,5 x 30 cm, 2,5 x 25 cm e 2,5 x 20 cm, podendo as larguras serem reduzidas em 15, 10, 7 ou 5 cm, usualmente;
- b) Chapas de madeira compensada: é o composto laminado transversal mais utilizado em estruturas, sendo compostas por lâminas adjacentes com espessura de 1 mm e 5mm, coladas por cola PVA ou fenólica. Este último tipo de cola é mais utilizado em chapas que serão utilizadas em ambientes úmidos. As dimensões usuais são de 2,20 x 1,10 m e espessuras que variam de 6 à 12 mm. Para as estruturas em que serão aplicados revestimentos, usualmente utiliza-se as chapas com acabamento resinado. Já em estruturas que ficarão aparente, utiliza-se chapas plastificadas;
- c) Escoramentos: utilizam-se de escoramentos de madeira em eucalipto ou peroba, de seções 5,0 x 6,0 cm, 5,0 x 7,0 cm, 8,0 x 8,0 cm, 6,0 x 12,0 cm ou 6,0 x 16,0 cm; ou de tubos metálicos, devendo estes serem calçados por tábuas ou pranchas para um melhor ajuste e para evitar-se o recalque do terreno.
- d) Pregos: são os elementos responsáveis pela fixação dos elementos da fôrma e normatizados pela ABNT EB-73 e ABNT PB-58, com dimensões usuais segundo a Tabela 10 abaixo.

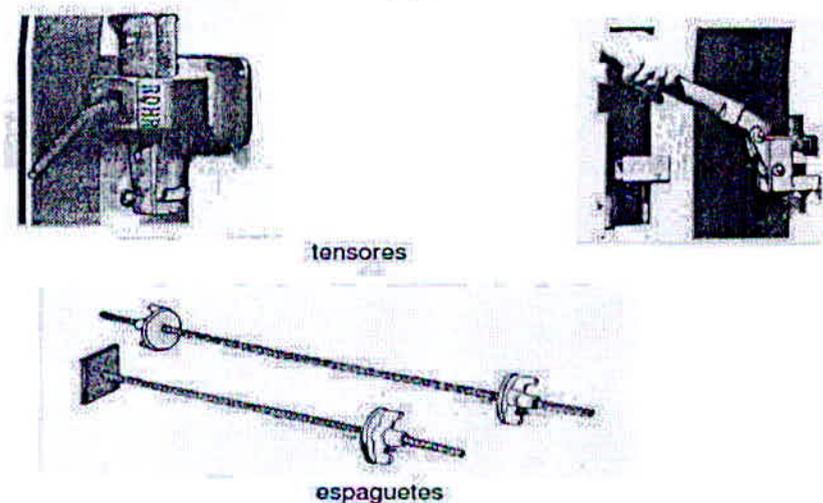
Tabela 7 – Dimensões dos pregos em mm.

Número	Dimensões (mm)
5 x 5	1,0 x 11,50
15 x 15	2,4 x 33,90
15 x 18	2,4 x 40,68
15 x 21	2,4 x 47,46
16 x 18	2,7 x 40,68
16 x 21	2,7 x 47,46
16 x 24	2,7 x 54,24
17 x 21	3,0 x 47,46
17 x 24	3,0 x 54,24
17 x 27	3,0 x 61,02
17 x 30	3,0 x 67,80
18 x 24	3,4 x 54,24
18 x 27	3,4 x 61,02
18 x 30	3,4 x 67,80
18 x 36	3,4 x 81,14
19 x 27	3,9 x 61,02
19 x 33	3,9 x 74,53
19 x 39	3,9 x 88,14

Fonte: Milito, 2009.

- e) Tensores: são utilizados para conectar e suportar a pressão das fôrmas. Podem ser fabricados de vergalhões de aços com partes soldadas, roscas e porcas ou acessórios especiais. Podem ser do tipo perdidos, que após a concretagem ficam dentro da estrutura, ou removidos após a concretagem, podendo ser reutilizados em certos casos, como os do tipo espagete vistos na Figura 10 abaixo:

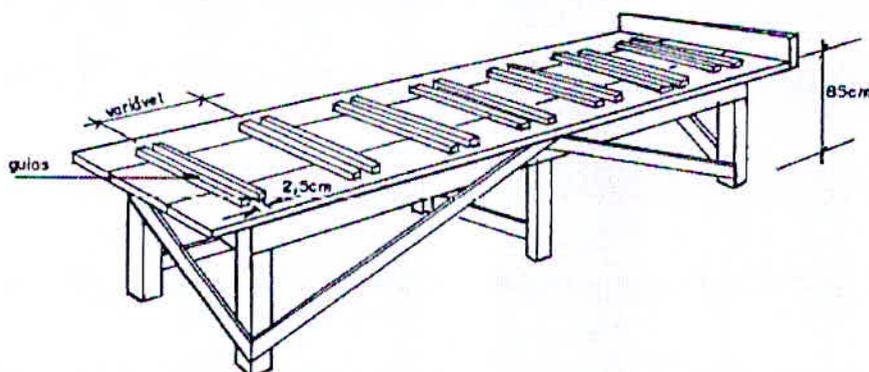
Figura 10 - Modelos de tensores e espaguetes utilizados em fôrmas.



Fonte: Milito, 2009.

- f) Bancada e mesa de serra (Figura 11 e 12): para a preparação e fabricação das fôrmas, necessita-se de um local apropriado para o perfeito manuseio e corte dos elementos. Para isso utiliza-se de bancadas e mesas de serra, que são de dimensões variáveis, conforme a dimensão dos elementos a serem executados e dos colaboradores que irão operar nesta função.

Figura 11 - Bancada com gabarito para montagem das fôrmas.



Fonte: Milito, 2009.

Figura 12 - Tipos de discos para cortes de tábuas e chapas compensadas.



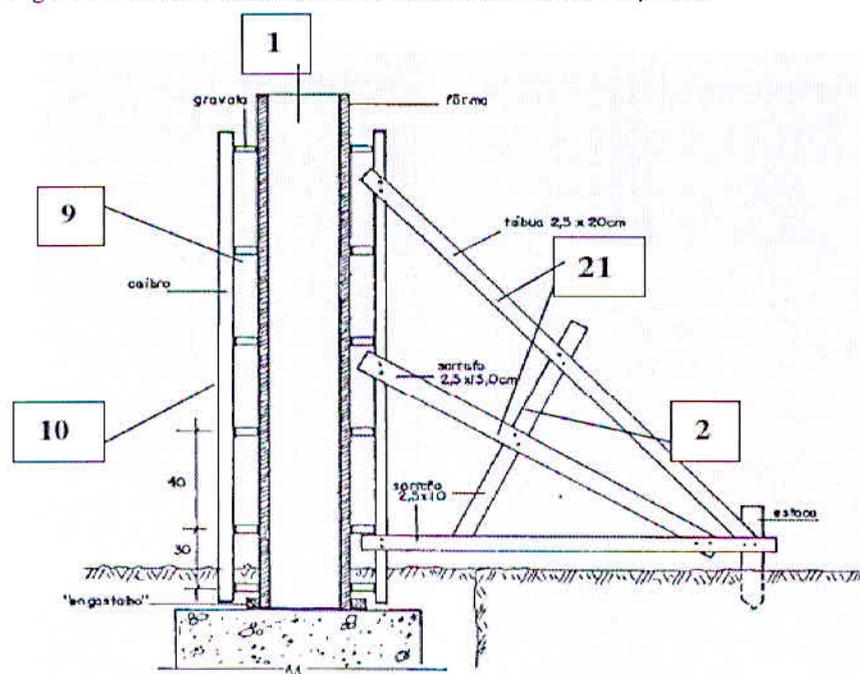
Fonte: Milito, 2009.

### 2.3.1.2 Utilização das fôrmas

#### 2.3.1.2.1 Pilares

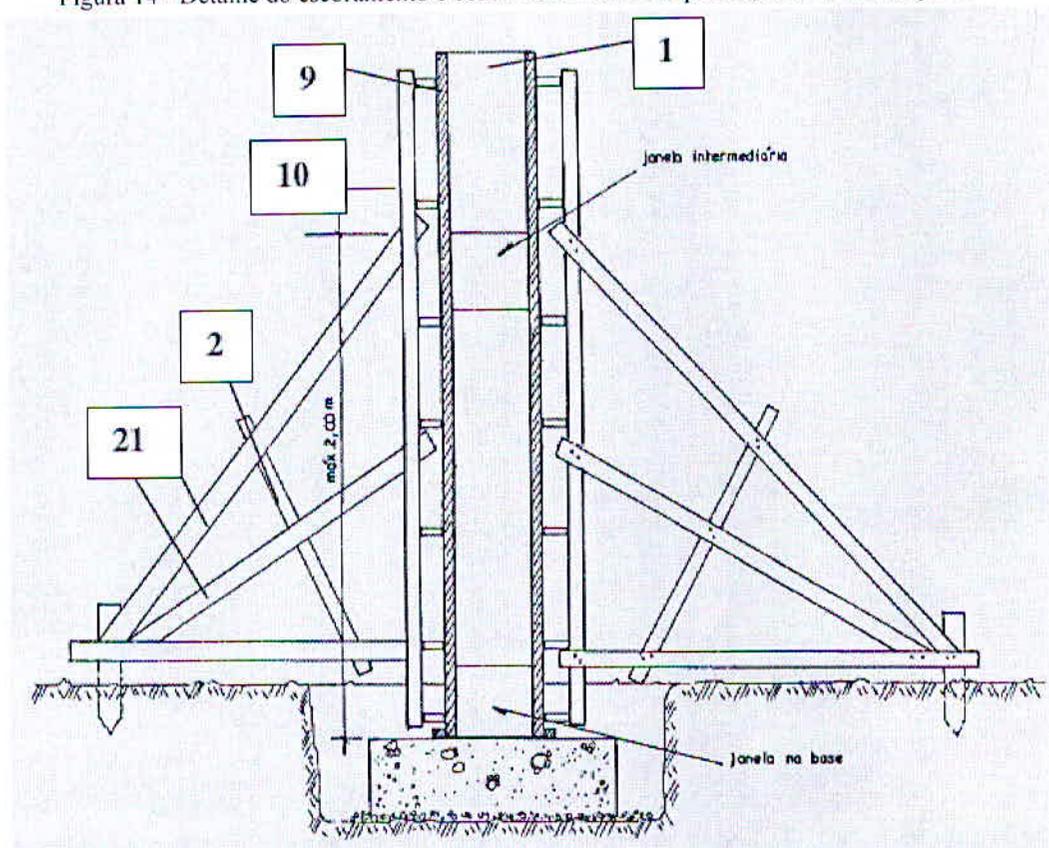
As fôrmas dos pilares são formadas por painéis verticais travados por gravatas, que são usualmente espaçadas de 30 a 40 cm, podendo ser de tipologias diferentes (Figura 15) e reforçadas com arame recozido ou espaguete, conforme Figura 16. Quando estes pilares forem concretados antes das vigas, para garantir o prumo, utiliza-se de contraventamentos, que são fixados em estacas ou engastalhos nas bases ou lajes (Figura 13). No caso de pilares altos, prevê-se mais contraventamentos ao longo da altura do pilar, evitando a flambagem deste. Preveem-se também janelas nas fôrmas de pilares longos, facilitando a utilização de vibradores durante a concretagem, conforme Figura 14.

Figura 13 - Detalhe do escoramento e contraventamento em pilares.



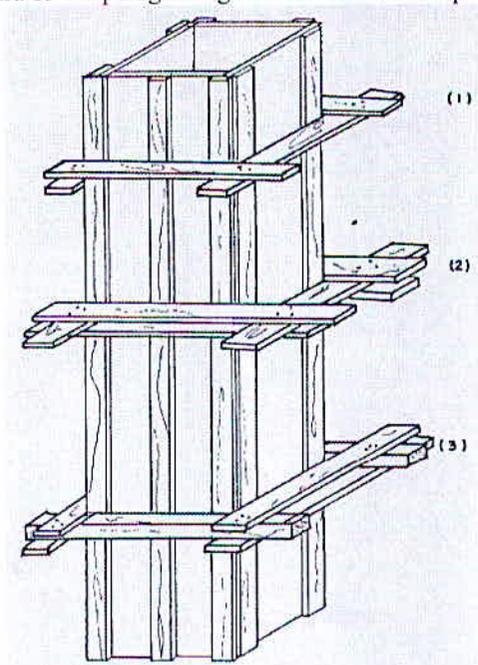
Fonte: Milito, 2009.

Figura 14 - Detalhe do escoramento e contraventamento em pilares, bem como das janelas.



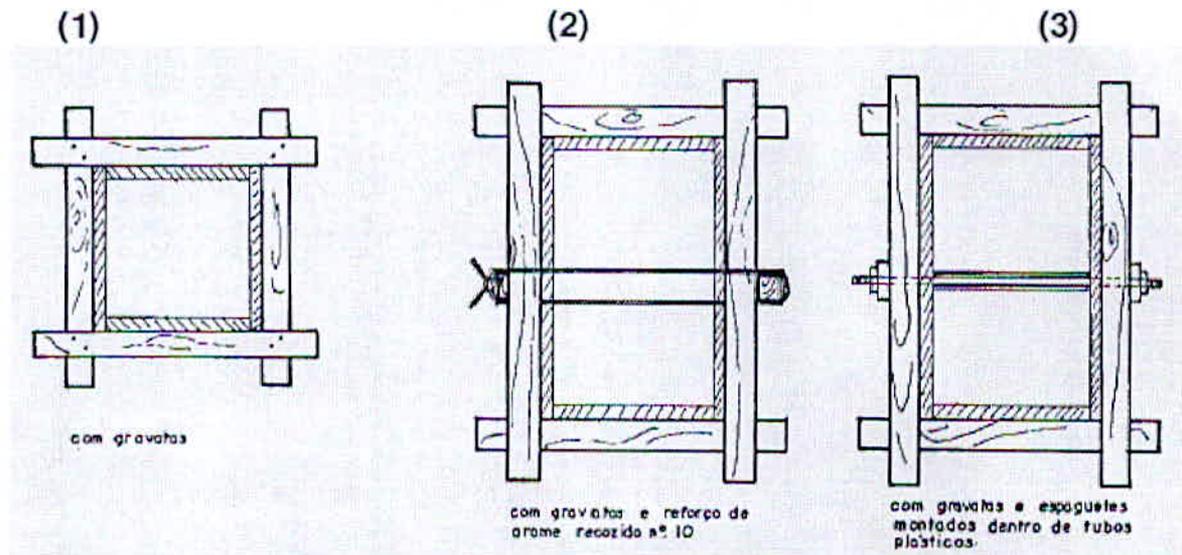
Fonte: Milito, 2009.

Figura 15 - Tipologia de gravatas utilizadas em pilares.



Fonte: Milito, 2009.

Figura 16 - Tipologia de reforços utilizados em gravatas.



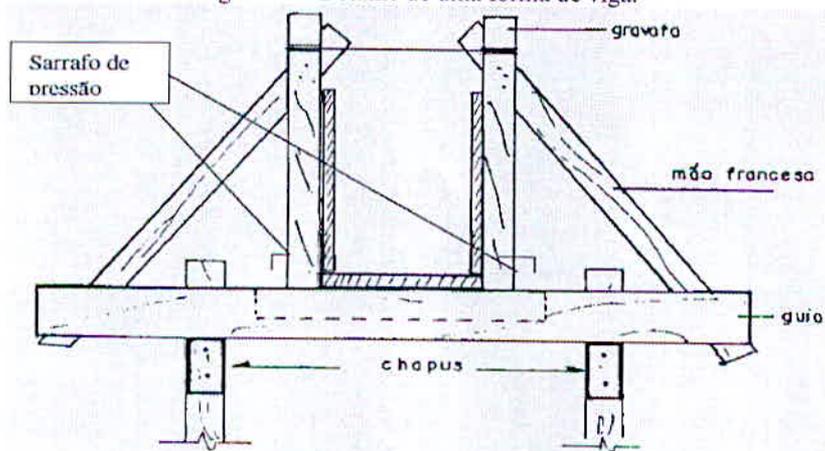
Fonte: Milito, 2009.

### 2.3.1.2.2 Vigas e Lajes

Nas vigas e lajes, as fôrmas são constituídas por painéis no fundo e a nas faces firmemente travadas por gravatas, mãos-francesas e sarrafos de pressão, não se esquecendo de verificar a necessidade das amarrações, escoramentos e contraventamentos, evitando-se deslocamentos e deformações durante a concretagem (Figuras 17 à 21)

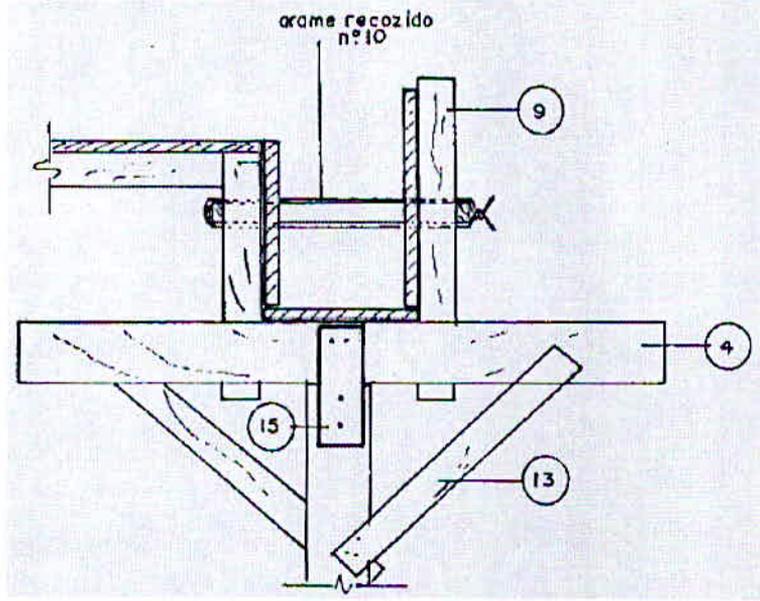
Em vigas altas, faz-se necessário um bom escoramento lateral, aplicando-se mãos francesas e sarrafos de pressão, evitando 'barrigas' e 'sarrafos de pressão', conforme Figura 19.

Figura 17 - Detalhe de uma fôrma de viga.



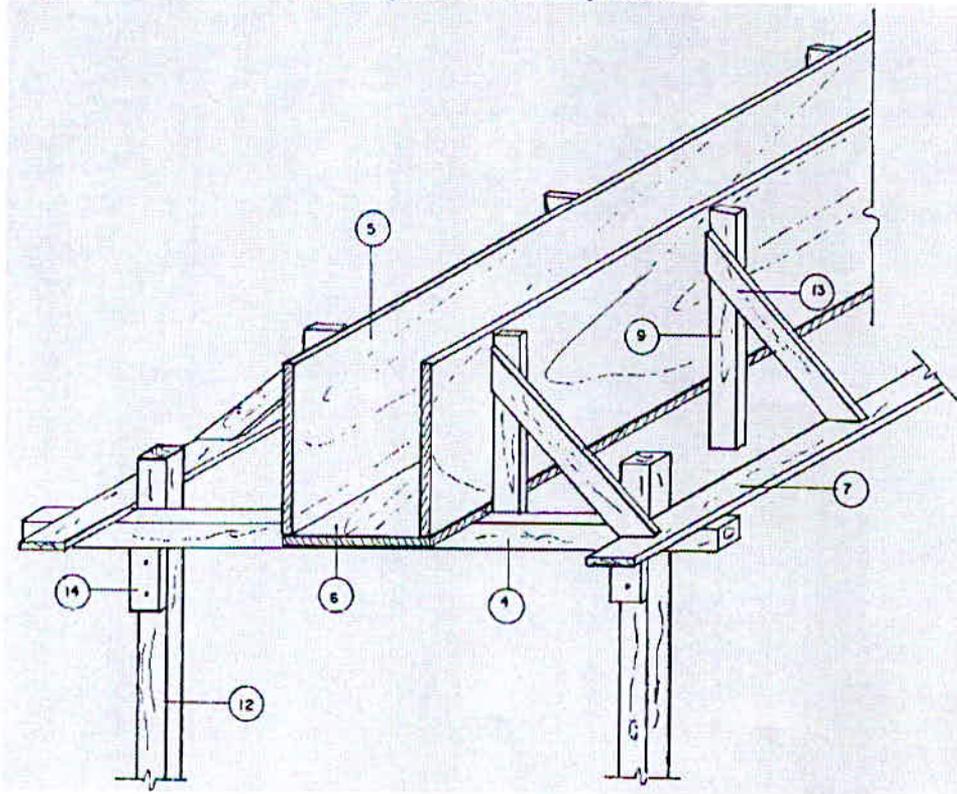
Fonte: Milito, 2009.

Figura 18 - Detalhe de fôrma de vigas de pequena dimensão.



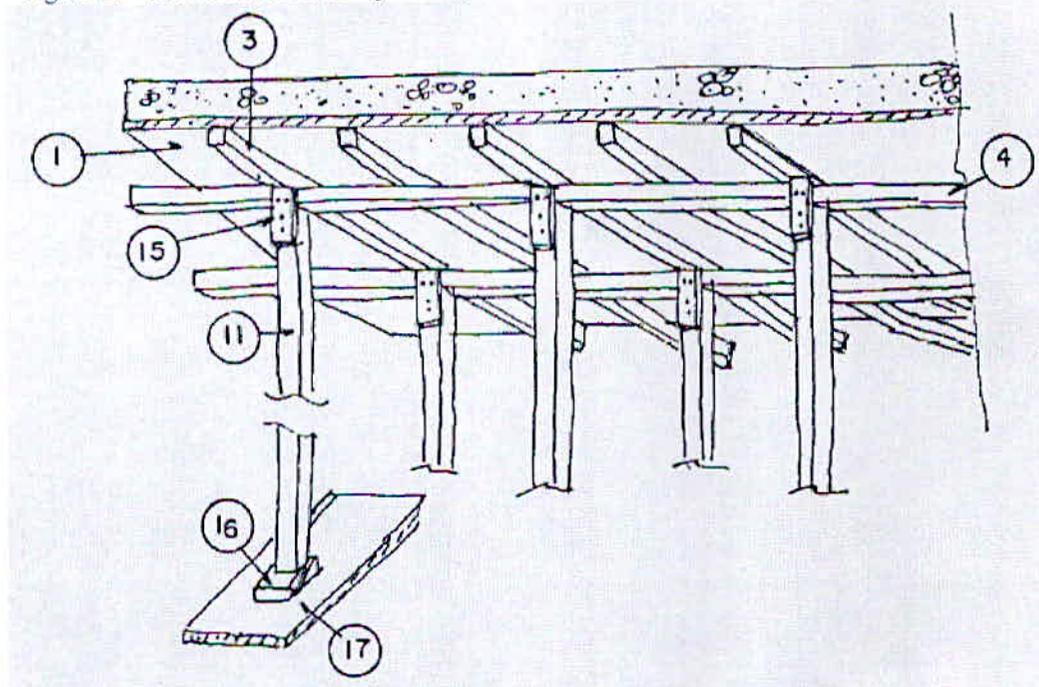
Fonte: Milito, 2009.

Figura 19 - Detalhe de fôrma de vigas sem sarrafo de pressão.



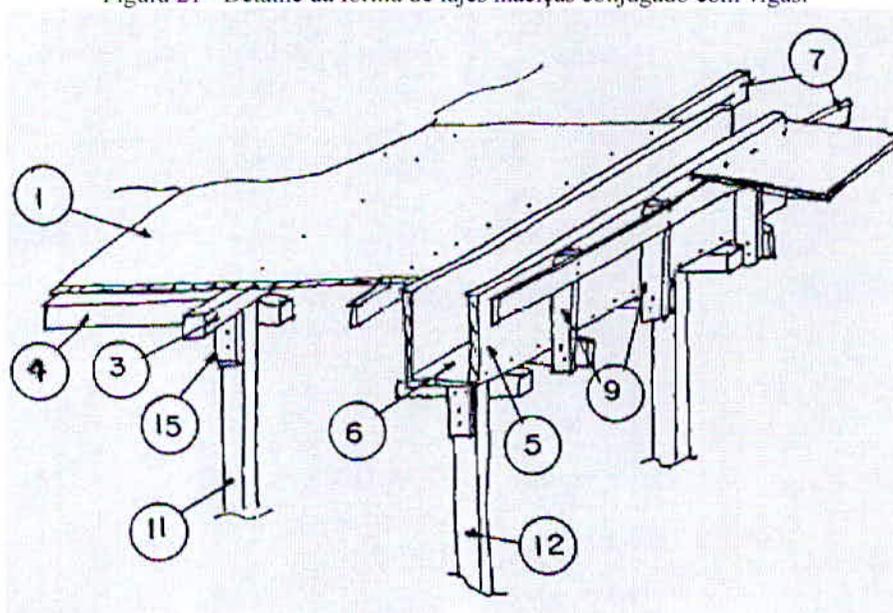
Fonte: Milito, 2009.

Figura 20 - Detalhe da fôrma de lajes maciças.



Fonte: Milito, 2009.

Figura 21 - Detalhe da fôrma de lajes maciças conjugado com vigas.



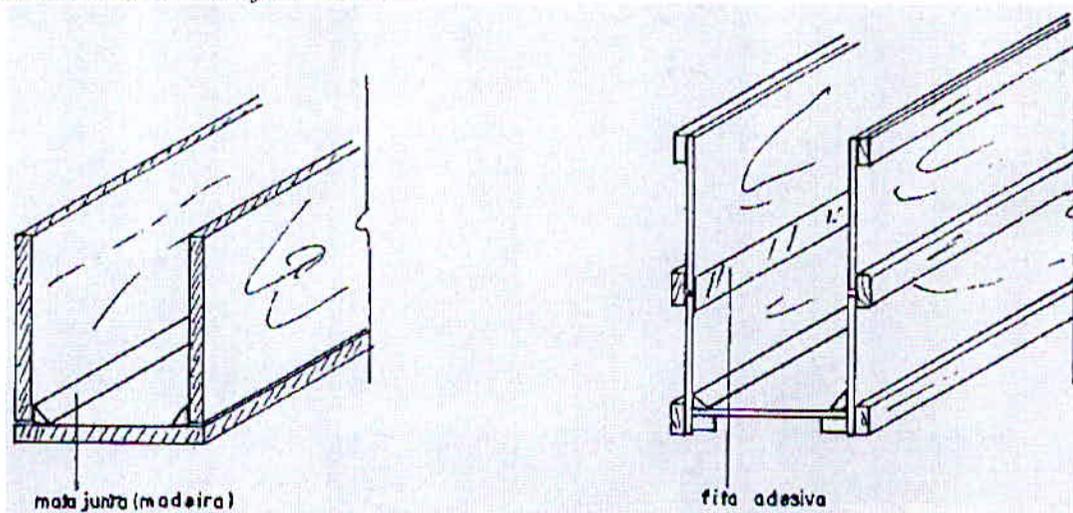
Fonte: Milito, 2009.

### 2.3.1.3 Juntas das fôrmas

Nas áreas de juntas das fôrmas, devem ser dispostos materiais que tenham por finalidade evitar o vazamento da nata de cimento, que podem causar rebarbas ou até vazios no

concreto. Os materiais mais utilizados são fitas adesivas, mata-juntas (madeira) e até mastiques elásticos, conforme Figura 22 abaixo.

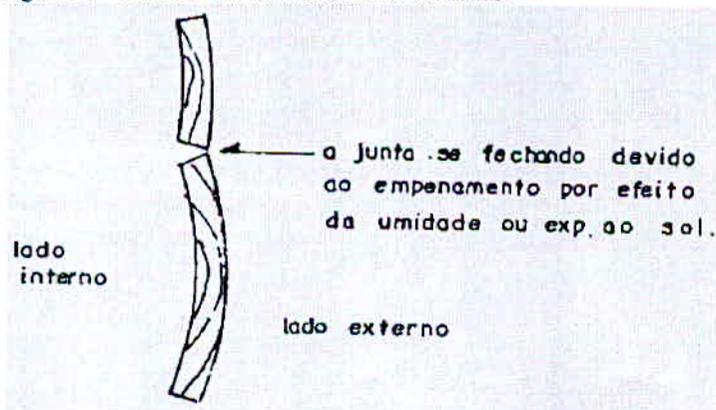
Figura 22 - Fechamento das juntas da fôrma.



Fonte: Milito, 2009.

Como muitas vezes as fôrmas estão solícitas a umidade e exposição ao sol, recomenda-se que a cerne da madeira seja voltada para parte interna da fôrma, evitando-se a abertura externa das juntas (Figura 23).

Figura 23 - Detalhe das fôrmas utilizando tábuas.



Fonte: Milito, 2009.

#### 2.3.1.4 Sistemas de fôrmas

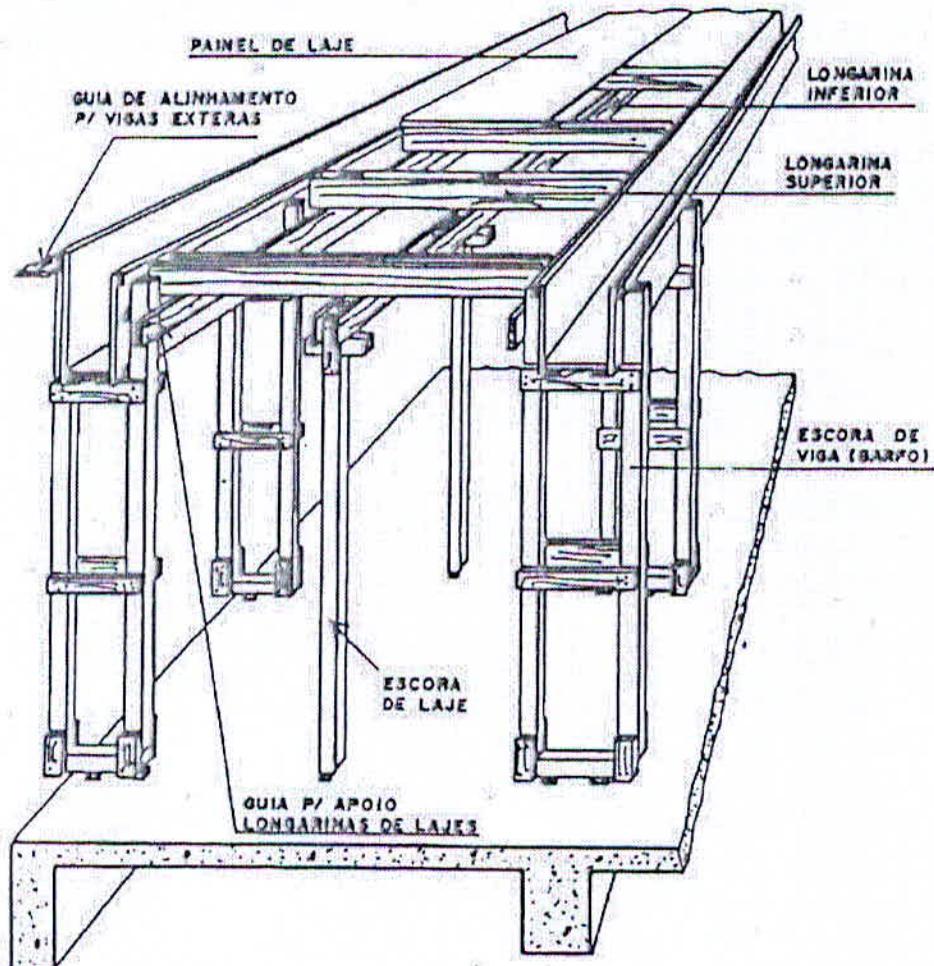
Os sistemas de fôrmas são apresentados por Milito (2009, p.264) em 5 classes diferentes, sendo elas: leve, médio, pesado, trepante (e/ou auto-trepante) e deslizante.

### 2.3.1.4.1 Sistemas de fôrma leves

São aqueles casos em que se utiliza mão de obra manual, não necessitando o auxílio de equipamentos para o içamento de peças.

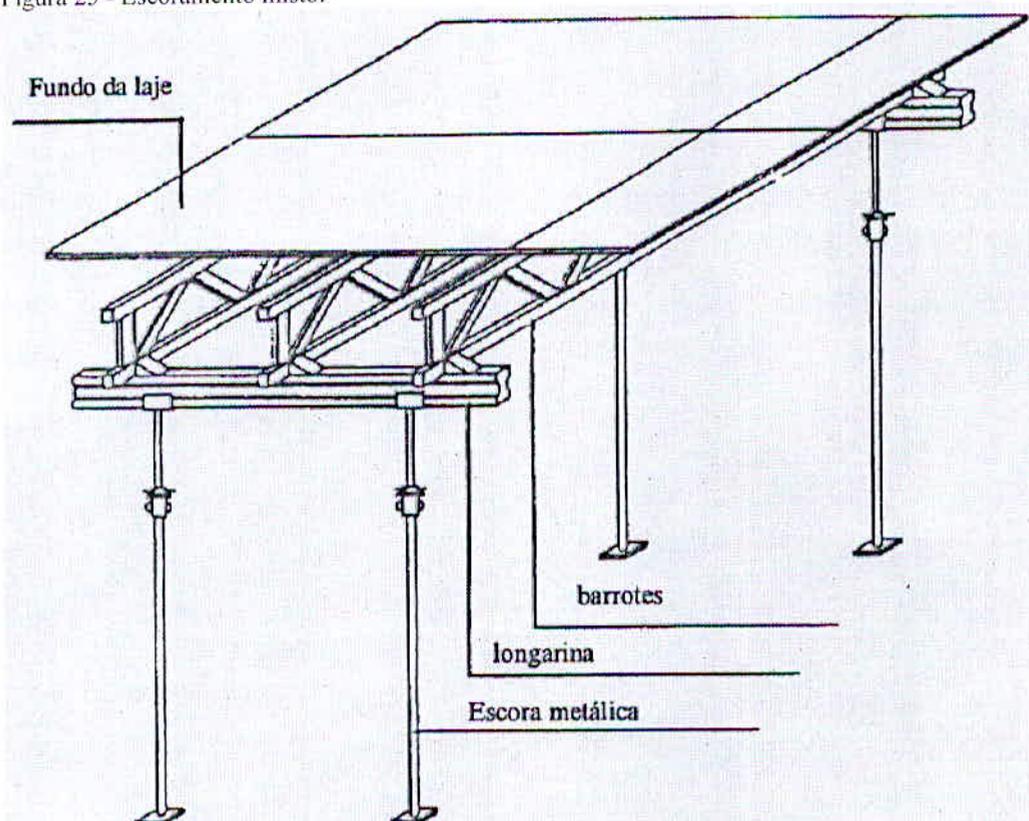
Podem ser de madeira (Figura 24), em que são empregados os sistemas chamados de 'garfo' ou 'H' em vigas e escoras, longarinas e transversinas em lajes; misto (Figura 25), utilizando-se de chapas de compensado de peso próprio até  $0,6 \text{ kN/m}^2$ , que suportam uma pressão de até  $60 \text{ kgf/m}^2$  e escoras metálicas; e industrializado metálico, em que se utilizam tanto as fôrmas quanto os escoramentos metálicos, sendo o peso próprio da primeira de até  $0,13 \text{ kN/m}^2$ .

Figura 24 - Escoramento de madeira tipo 'H'.



Fonte: Milito, 2009.

Figura 25 - Escoramento misto.



Fonte: Milito, 2009.

#### 2.3.1.4.2 Sistemas de fôrma médios

São aqueles em que se utilizam de equipamentos para o içamento de elementos, como guias e guindastes. É de grande utilização em obras de arte, barragens, reservatórios, paredes e núcleos, onde se içam painéis estruturados de peso próprio em torno de  $0,6$  a  $1,0 \text{ kN/m}^2$ . São utilizados compensados e vigas metálicas de aço ou alumínio.

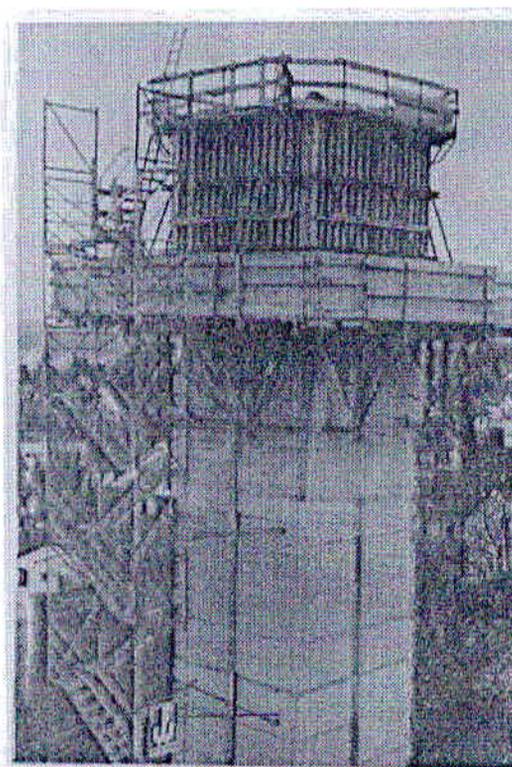
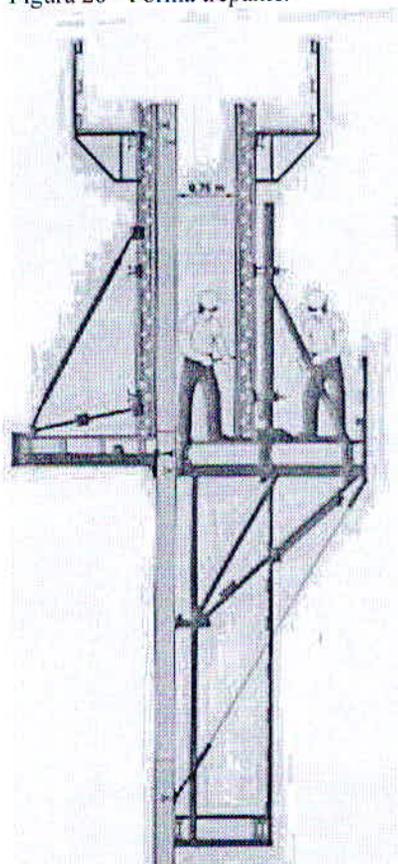
#### 2.3.1.4.3 Sistemas de fôrma pesados

São aqueles em que se utilizam de equipamentos para o içamento das fôrmas. É muito utilizado na chamada 'mesa voadora', que é uma estrutura metálica forrada por compensado sobre vigas mistas em alumínio ou aço. Esta estrutura fica apoiada sobre escoras ou treliças metálicas sob roldanas para a locomoção do sistema. Desta forma, após a desforma, todo conjunto é levado a outro ponto e içamento para o próximo pavimento. Essas mesas voadoras pesam em torno de  $0,4$  a  $0,8 \text{ kN/m}^2$  e são aplicadas em paredes, galerias e lajes.

#### 2.3.1.4.4 Sistemas de fôrma trepantes (e/ou auto-trepantes)

São aqueles em que se tem uma movimentação horizontal do sistema de fôrma, através de cursores e ‘carros’ movidos hidráulicamente, sem a utilização de equipamentos de içamento. São geralmente empregados em estruturas de altura elevada, como torres acima de 100 metros. A Figura 26 abaixo representa um exemplo.

Figura 26 - Fôrma trepante.



Fonte: Milito, 2009.

#### 2.3.1.4.5 Sistemas de fôrma deslizantes

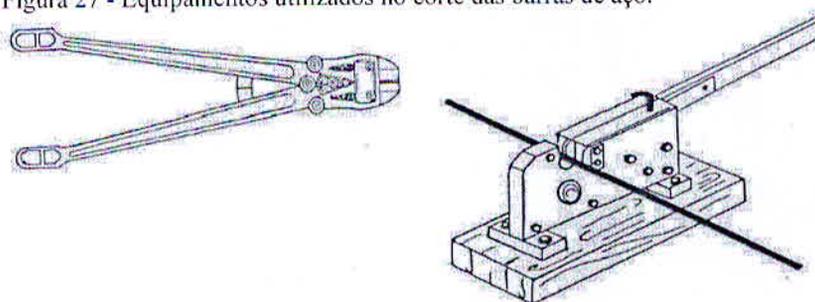
São aqueles em que se tem uma movimentação vertical do sistema de fôrma, através de macacos hidráulicos, em que se tem a movimentação conjunta da plataforma de trabalho dos operários. Este sistema exige concretagem contínua e geralmente se dá em estruturas não tão altas, como reservatórios, silos, poços de elevador e escadas, entre outros.

## 2.3.2 Barras de aço

### 2.3.2.1 Corte e dobramento das barras

O corte das barras de aço se dá pela divisão destas através de ferramentas ou máquinas apropriadas, como a segueta, tesouras, máquina ou polícorde de bancada, como a Figura 27 abaixo.

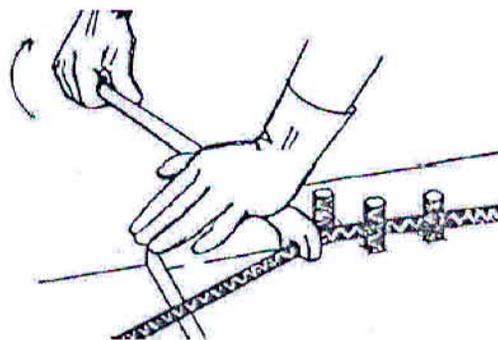
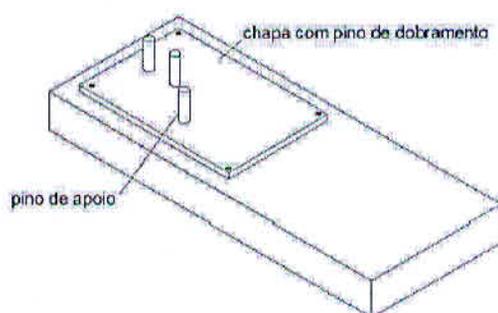
Figura 27 - Equipamentos utilizados no corte das barras de aço.



Fonte: Milito, 2009.

Quando não se opta pela utilização de armaduras moldadas em local distinto, a dobra se dá por gabaritos e pinos (Figura 28), conforme o diâmetro desejado. Diante disso, encontram-se problemas neste processo, pela necessidade da troca de gabaritos de acordo com a bitola a ser dobrada. Desta forma, muitas vezes as barras não suportam a dobra necessária e acabam se rompendo por tração. Para se evitar este problema, Milito (2009) apresenta duas Tabelas, sendo uma para ganchos e dobras (Tabela 11) e a outra para estribos (Tabela 12), que especificam o diâmetro dos pinos a serem utilizados nos gabaritos de acordo com o diâmetro do aço a ser dobrado.

Figura 28 - Bancada com pino de dobramento.



Fonte: Milito, 2009.

Tabela 8 – Diâmetro dos pinos de dobramento para ganchos e dobras.

Bitolas		CA 25	CA 50	CA 60
Pol	mm			
3/16"	5	4 $\sigma$	5 $\sigma$	6 $\sigma$
1/4"	6,3	4 $\sigma$	5 $\sigma$	6 $\sigma$
5/16"	8	4 $\sigma$	5 $\sigma$	6 $\sigma$
3/8"	10	4 $\sigma$	5 $\sigma$	6 $\sigma$
1/2"	12,5	4 $\sigma$	5 $\sigma$	6 $\sigma$
5/8"	16	4 $\sigma$	5 $\sigma$	6 $\sigma$
3/4"	20	5 $\sigma$	8 $\sigma$	
1"	25	5 $\sigma$	8 $\sigma$	
1 1/4"	32	5 $\sigma$	8 $\sigma$	

Fonte: Milito, 2009.

Tabela 9 – Diâmetro dos pinos de dobramento para estribos.

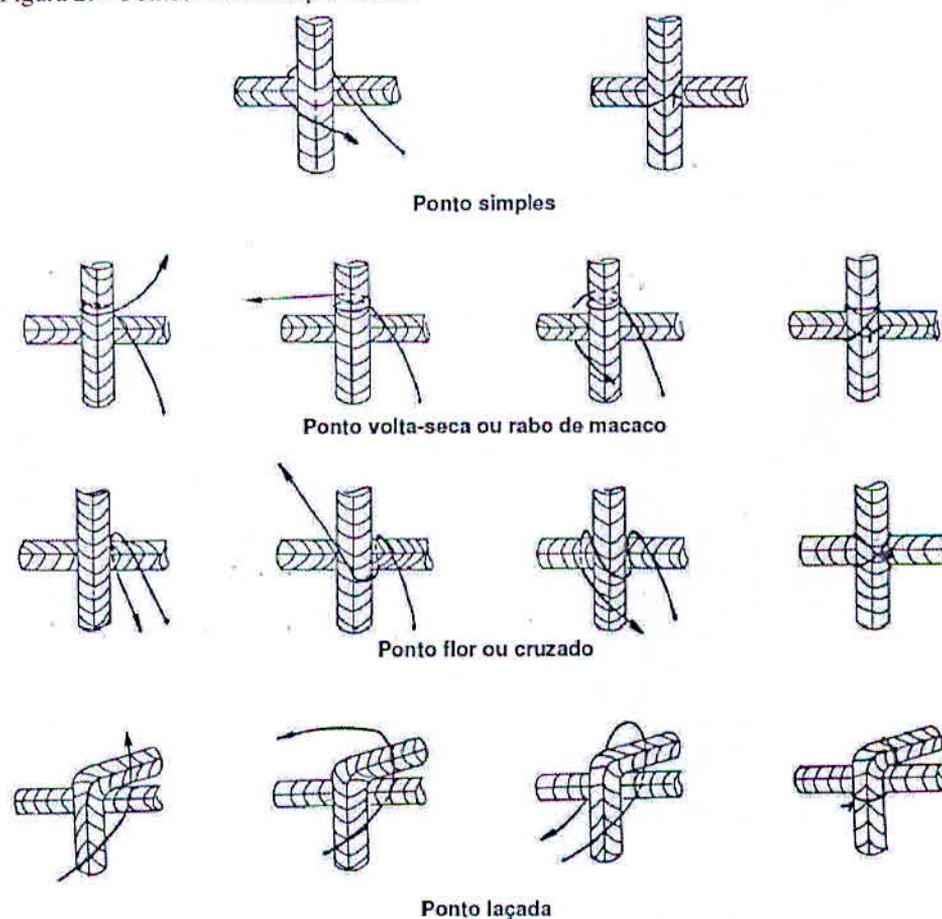
Bitolas (mm)	CA 25	CA 50	CA 60
$\leq 10$	3 $\sigma_t$	3 $\sigma_t$	3 $\sigma_t$
10 < $\sigma$ < 20	4 $\sigma_t$	5 $\sigma_t$	-
$\geq 20$	5 $\sigma_t$	8 $\sigma_t$	-

Fonte: Milito, 2009.

### 2.3.2.2 Montagem das armaduras

Este processo se dá pela união das barras de aço através de arame recozido ou solda, sendo o primeiro caso mais usual, devendo ser feito de forma atenciosa para a perfeita posição da armadura durante a concretagem. As formas de amarração, conhecidos por 'pontos', são os da Figura 29 a seguir.

Figura 29 - Pontos de amarração usuais.



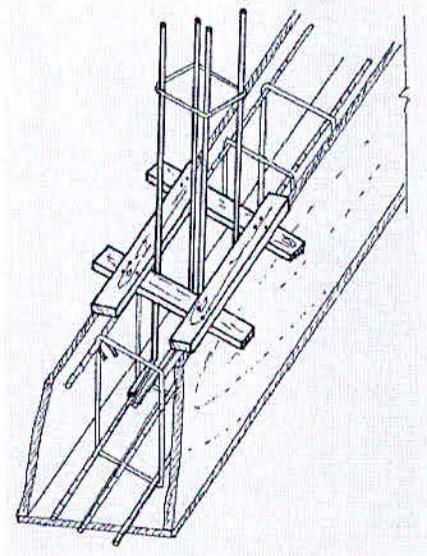
Fonte: Milito, 2009.

### 2.3.2.3 Barras de espera de pilares

As barras de espera de pilares, conhecidas como 'arranques', são aquelas que devem ser concretadas parcialmente junto com o elemento inferior ao pilar.

Geralmente encontra-se grandes problemas com relação ao posicionamento dos arranques, que sofrem distorções diante da falta de amarração adequada, pela movimentação durante a concretagem e por descuidos na locação dos pilares. Para evitar-se este problema, utiliza-se de gabaritos de madeira (Figura 30), que impedem a movimentação horizontal dos arranques durante a concretagem e a fiscalização de uma boa fixação vertical junto a armadura inferior.

Figura 30 - Gabarito de madeira para suporte dos arranques.



Fonte: Milito, 2009.

O comprimento destas barras de espera é estipulado de acordo com o  $f_{ck}$  do concreto pela ABNT NBR 6118:2014, conforme Tabela 13 abaixo.

Tabela 10 – Comprimentos básicos para as esperas de acordo com o  $f_{ck}$  do concreto.

$f_{ck}$ (MPa)	CA 50-A - Barra estriada	
	Boa aderência	Má aderência
15	40 $\phi$	56 $\phi$
20	32 $\phi$	45 $\phi$
25	28 $\phi$	40 $\phi$
30	24 $\phi$	34 $\phi$
35	22 $\phi$	31 $\phi$
40	20 $\phi$	28 $\phi$

Fonte: Milito, 2009.

#### 2.3.2.4 Emendas de barras de aço

A ABNT NBR 6118:2014 diz que a emenda pode ser dar por transpasse, por luvas com preenchimento metálico, rosqueadas ou prensadas, por solda ou outros dispositivos justificados.

As emendas devem respeitar as especificações da Norma citada acima, devendo ser realizada de acordo com a bitola a ser emendada. Para qualquer tipo a ser utilizado, o comprimento mínimo da emenda deve ser  $\geq 15\phi$  ou  $\geq 20\phi$ .

### 2.3.2.5 Afastamento mínimo das barras de aço

Para se evitar espaços dentro dos elementos concretados, estipula-se um afastamento mínimo entre as barras. Desta forma, de forma geral admite-se no mínimo afastamento de 2cm e não menos que o diâmetro da barra.

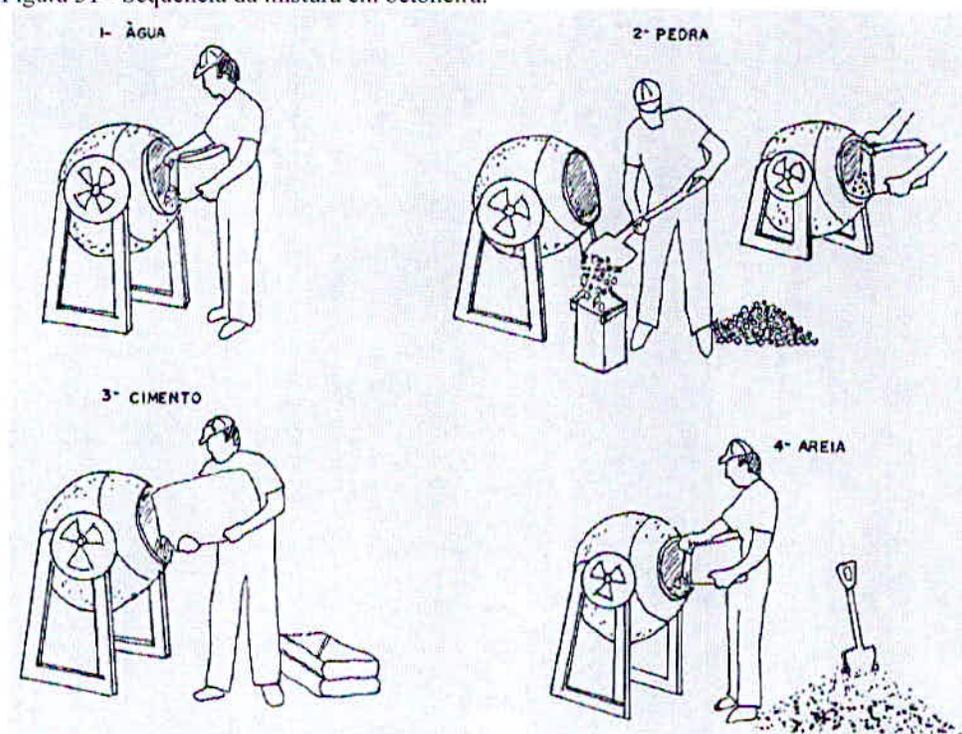
## 2.3.3 Concreto

### 2.3.3.1 Preparo

Para as estruturas moldadas in loco, utilizam-se basicamente de 3 modos no preparo do concreto, sendo elas: manualmente, em betoneira e em central.

A primeira deve ser evitada, pela imprecisão na homogeneidade das massas preparadas. A segunda é bastante utilizada, devendo seguir algumas recomendações como a ordem de colocação dos agregados (Figura 31) e os tempos mínimos de mistura (Tabela 14).

Figura 31 - Sequência da mistura em betoneira.



Fonte: Milito, 2009.

Tabela 11 – Tempos mínimos de mistura de acordo com o diâmetro e tipo de betoneira.

Tempos mínimos de mistura			
Misturador tipo	Eixo vertical	Eixo horizontal	Eixo inclinado
Tempo mínimo de mistura (segundos)	$30\sqrt{d}$	$90\sqrt{d}$	$120\sqrt{d}$

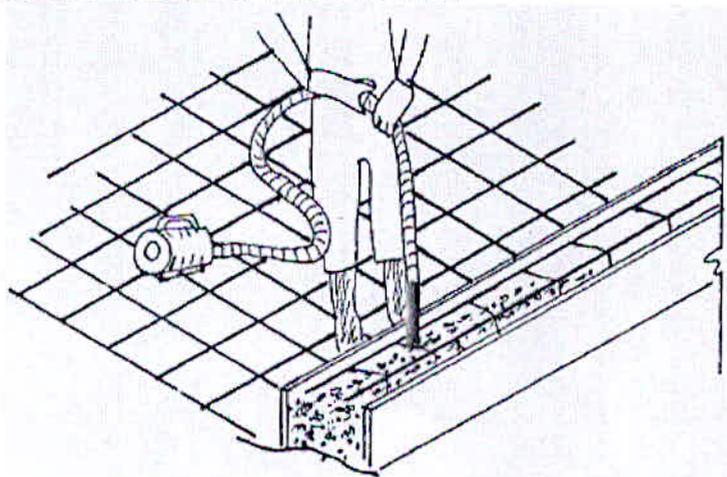
Fonte: Milito, 2009.

Com relação ao concreto dosado em central, é o método mais eficiente para grandes volumes, pois ganha-se agilidade e homogeneidade em toda concretagem. Desta forma, deve ter atenção quanto aos parâmetros de programação do tipo de concreto e ao recebimento deste, conferindo os parâmetros pré-estabelecidos em projeto, através dos corpos-de-prova que devem ser retirados no recebimento e do teste de *slump*, que já foi citado em tópicos anteriores deste trabalho.

### 2.3.3.2 Lançamento do concreto

Para se obter um melhor adensamento do concreto nas fôrmas, utiliza-se geralmente de vibradores de imersão (Figura 32), observando cuidadosamente parâmetros como: posicionar o vibrador na vertical, vibrar o maior número de pontos, o comprimento da agulha do vibrador deve ser maior que a camada a ser adensada, evitar choques com a armadura e a fôrma, mudar a posição do vibrador quando a superfície apresentar-se brilhante, dentre outras.

Figura 32 - Aplicação do vibrador na vertical.

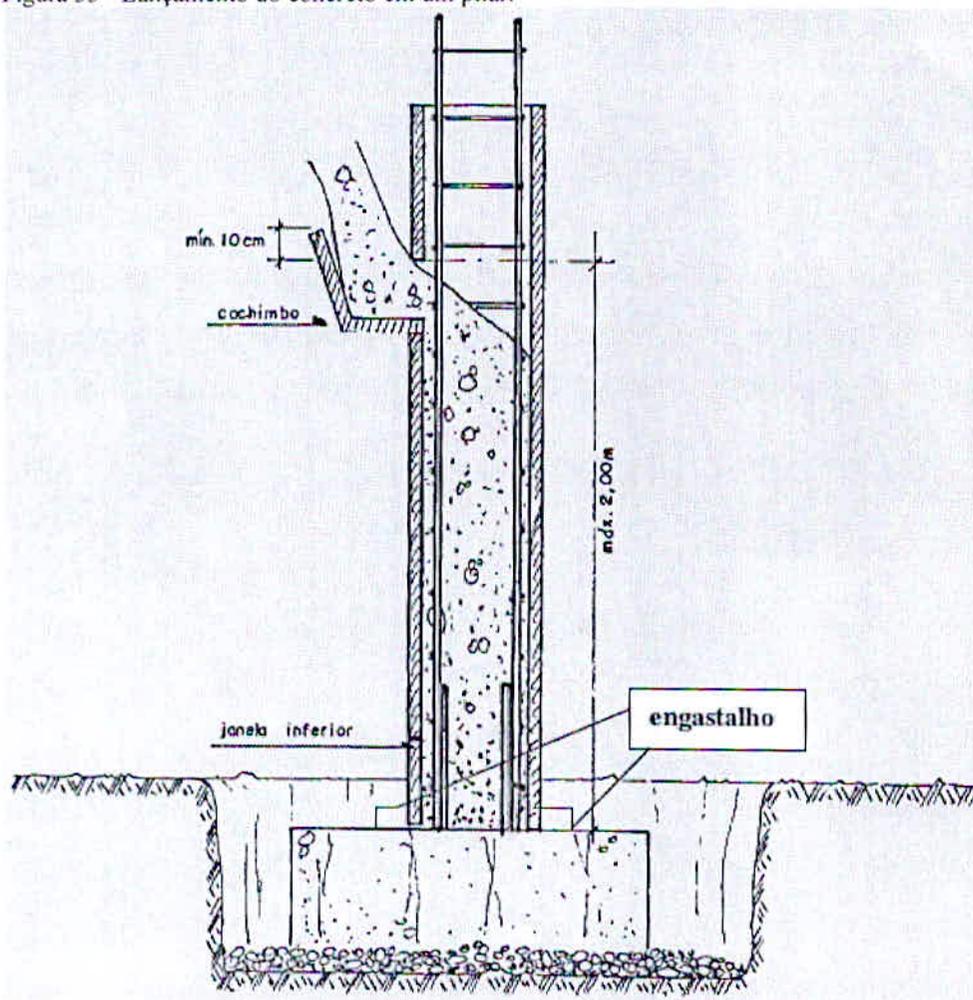


Fonte: Milito, 2009.

Quanto à aplicação do concreto, outros cuidados devem ser observados com cada tipo de elemento a ser concretado, conforme os itens abaixo:

- a) Pilares: fazer o travamento da fôrma, verificando o seu prumo. Colocar as gravatas de acordo com o especificado em projeto e fazer o lançamento do concreto através de 'janelas', evitando-se que os agregados graúdos sejam separados do restante da massa, formando as chamadas 'bicheiras', que são espaços vazios formados pela má distribuição do concreto. Para o melhor adensamento utiliza-se de vibradores específicos para este elemento. Em determinados casos, utiliza-se de 'cachimbos' para facilitar o lançamento do concreto e 'janelas' inferiores para a limpeza deste processo, conforme Figura 33;

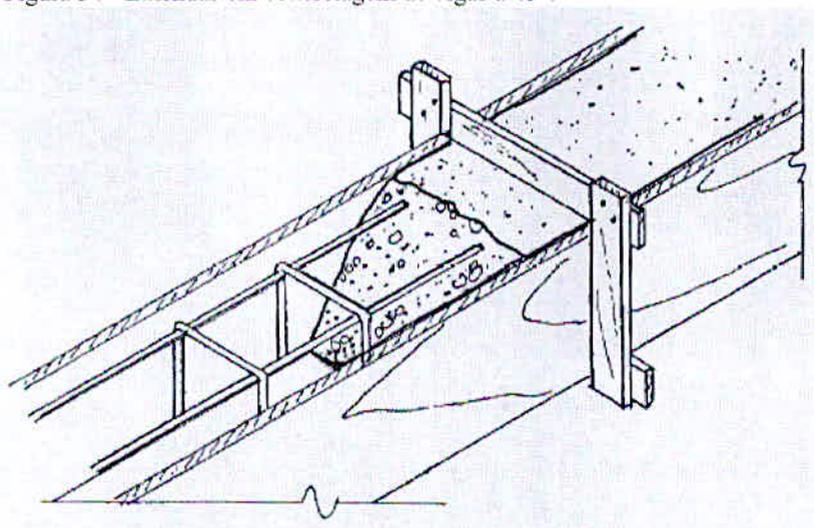
Figura 33 - Lançamento do concreto em um pilar.



Fonte: Milito, 2009.

- b) Vigas: deve ser verificada a estanqueidade das fôrmas e estas deverão ser molhadas, para evitar-se gradientes de temperatura que ocasionam a perda de água do concreto. Sempre que possível devem ser concretadas de uma só vez. Quando não for possível, interromper a concretagem em  $\frac{1}{4}$  do apoio, onde geralmente se tem os menores esforços, fazendo emendas à  $45^\circ$ , conforme Figura 34. Na retomada da concretagem, deve-se retirar as partículas soltas, molhar a superfície a ser concretada, adicionar pasta de cimento ou adesivo estrutural para preencher os vazios e começar pelo lado oposto;

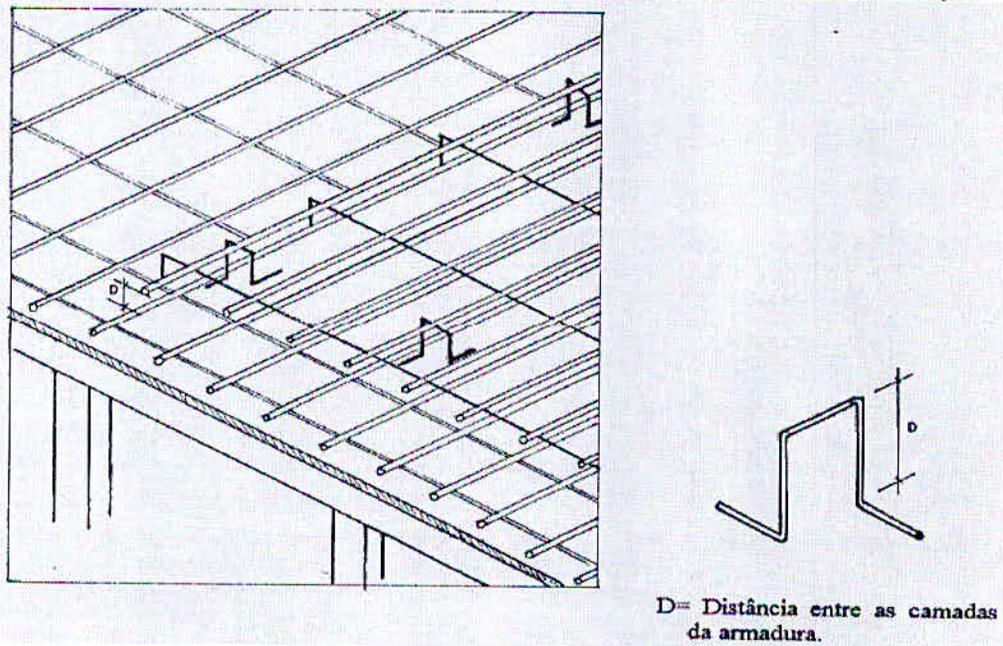
Figura 34 - Emendas em concretagem de vigas à  $45^\circ$ .



Fonte: Milito, 2009.

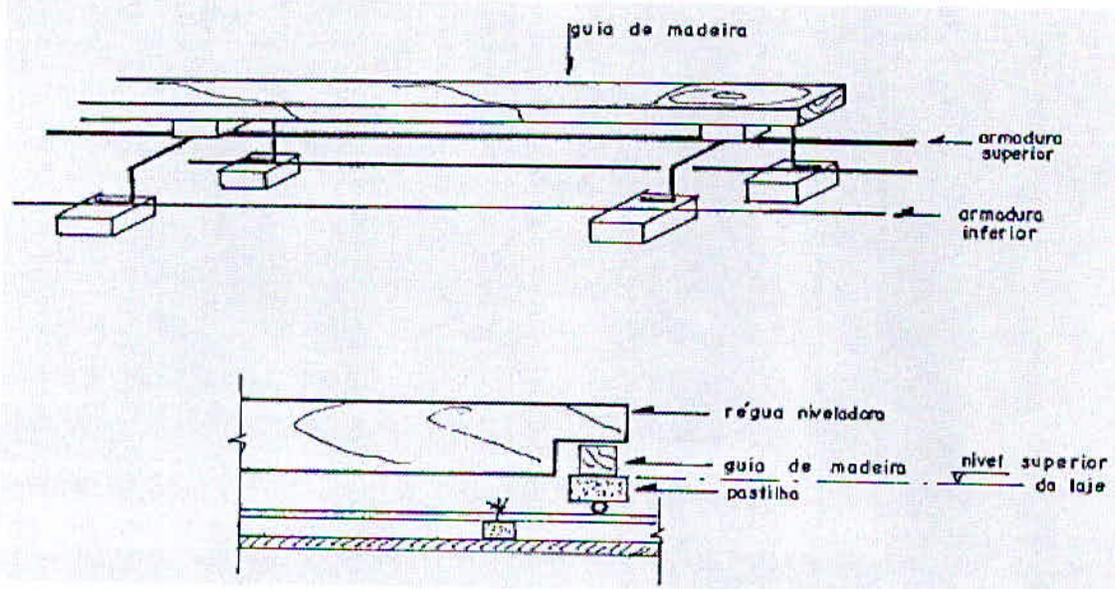
- c) Lajes: após a armação, deve-se retirar os resquícios de arame e outros elementos oriundos da preparação, fazer a limpeza e umedecimento das fôrmas e garantir que as armaduras fiquem na posição correta, utiliza-se elementos complementares, como os 'caranguejos', vistos na Figura 35, e as guias de nivelamento, conforme Figura 36. As passarelas de movimentação dos colaboradores devem ser apoiadas diretamente sobre as fôrmas (Figura 37), sem contato com as armaduras, evitando-se deslocamentos indesejados nestas.

Figura 35 - Detalhe da colocação de caranguejos no posicionamento das armaduras nas lajes.



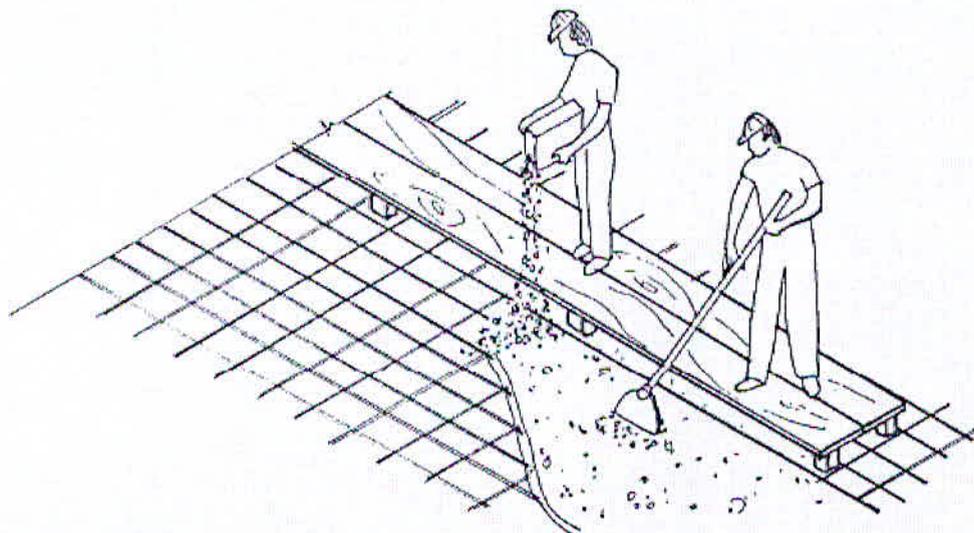
Fonte: Milito, 2009.

Figura 36 - Detalhe das guias de nivelamento.



Fonte: Milito, 2009.

Figura 37 - Passarelas para concretagem apoiadas na fôrma.



Fonte: Milito, 2009.

#### 2.3.3.3 Desforma

A desforma dos elementos moldados in loco devem ser feitas de forma criteriosa, de acordo com o projeto estipulado pelo engenheiro calculista, evitando-se tensões internas não consideradas por este, que ocasionam fissuras e até trincas nos elementos.

Segundo Milito (2009), quando o cimento não for de alta resistência inicial, não for incrementado algum aditivo que acelere o endurecimento e a temperatura local for adequada, a retirada das fôrmas e escoramentos deverá ser realizada quando o concreto atingir  $f_{ck} \geq 15$  MPa.

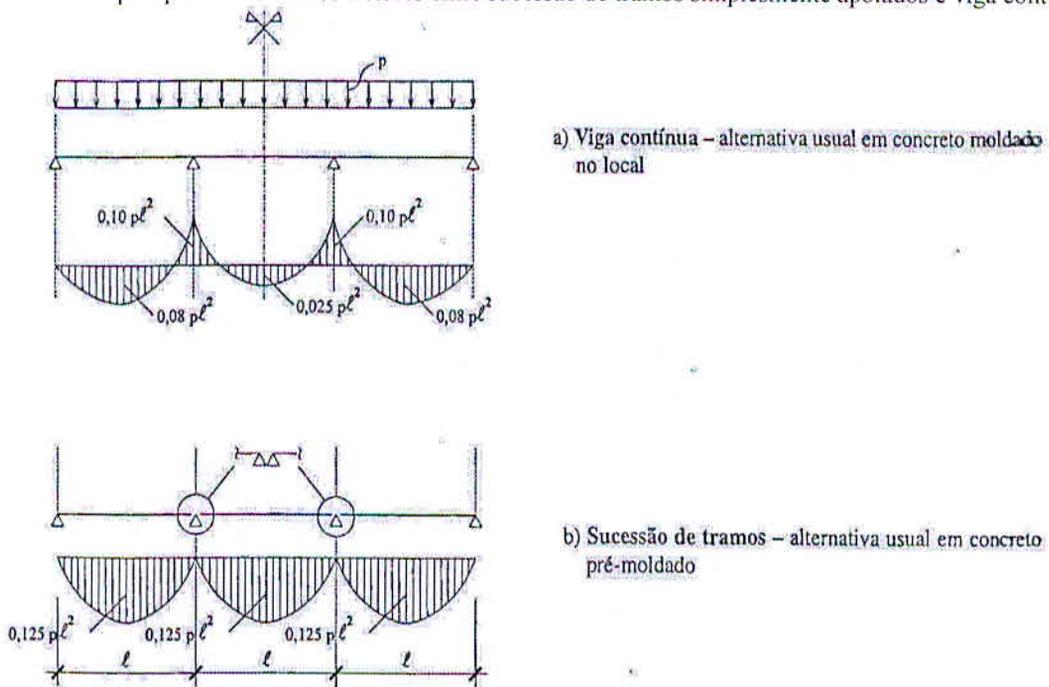
### 2.4 Concreto armado pré-fabricado

Como citado no item 1.3, os processos utilizados para dimensionar e executar as estruturas de concreto armado pré-fabricado são relativos às moldadas in loco. Sendo assim, os dois métodos diferenciam-se basicamente pelas necessidades de considerar outras situações de cálculos além da situação final da estrutura, tais como àquelas relacionadas com os períodos de desmoldagem, transporte, armazenamento e montagem; e da necessidade de considerar as particularidades das ligações desses elementos pré-fabricados, que são uma das principais diferenças, quando comparadas às estruturas moldadas no local, pois se necessita da análise e implicação destas no comportamento estrutural.

A concepção dos sistemas estruturais deve levar em consideração tanto aspectos construtivos, quanto estruturais. Em particularidade às estruturas de concreto pré-fabricado, muitas vezes, os aspectos construtivos preponderam sobre os aspectos estruturais. Por este motivo, nestes sistemas, na maioria das vezes são privilegiadas as facilidades no manuseio e transporte dos elementos pré-fabricados e as facilidades na montagem e execução das ligações destes elementos que formam a estrutura. Com isso, os sistemas estruturais usualmente empregados em estruturas de concreto moldado no local nem sempre são os mais adequados quando se tratando de estruturas pré-fabricadas.

Segundo El Debs (2000), um exemplo clássico se dá pelo uso de vigas contínuas, normalmente utilizadas em estruturas de concreto moldado no local. Quando se utiliza o concreto pré-fabricado, emprega-se muitas vezes tramos sucessivamente apoiados, obtendo-se prejuízos em relação à distribuição dos momentos fletores, conforme mostrado na Figura 38 abaixo.

Figura 38 - Comparação de momentos fletores entre sucessão de tramos simplesmente apoiados e viga contínua.



Fonte: El Debs, 2000.

Em primeira instância, se poderia pensar que a má distribuição dos momentos fletores, no concreto pré-fabricado, levaria a um maior consumo de materiais, sendo assim menos econômica esta alternativa estrutural. Entretanto, essa análise não se daria da forma correta, pois essa relação entre a distribuição de momentos fletores e o consumo de materiais não é direta, visto que existem grandes diferenças entre as duas alternativas, como as resistências

dos materiais e a forma da seção transversal, sem contar que, no concreto pré-fabricado, não existe uma correspondência direta entre o consumo de materiais e o custo da estrutura, sendo este custo englobado por outras importantes variáveis, como o transporte e a montagem; e por outro lado, uma redução no custo, com a economia no uso de fôrmas e cimbramentos.

O conhecimento da produção das estruturas fica-se evidente na elaboração de projetos de estruturas de concreto moldado in loco, sendo este conhecimento ainda mais importante no caso do concreto pré-fabricado. Sendo assim, um bom detalhamento nos projetos de concreto pré-fabricado se dá de grande valia, evitando-se improvisações no canteiro de obras, como é de costume nas estruturas moldadas in loco.

Como se vê, no que tange aos projetos de estruturas pré-fabricadas, tem-se mais rigor e controle com relação às estruturas de concreto moldadas in loco. Necessita-se, assim, de equipes e profissionais com vasto conhecimento deste processo de produção, que será descrito no próximo item deste trabalho, baseando-se em técnicas descritas por El Debs (2000).

#### 2.4.1 Processo de produção das estruturas de concreto pré-fabricado

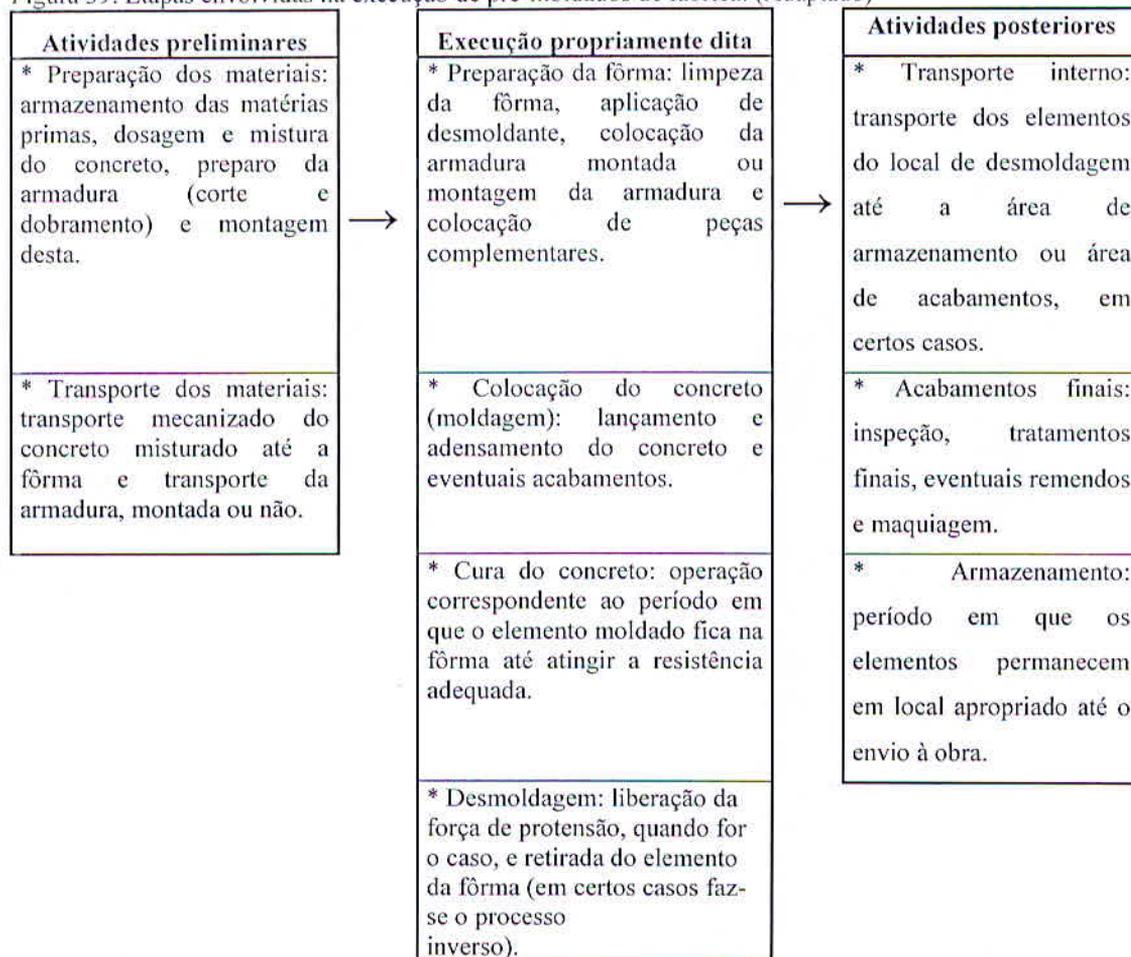
O processo de produção das estruturas de concreto pré-fabricado abrange as etapas desde a execução dos elementos até a realização das ligações definitivas, estando entre essas o transporte da fábrica até a obra e a montagem da estrutura.

##### 2.4.1.1 Execução dos elementos

###### 2.4.1.1.1 Atividades envolvidas

Segundo, El Debs (2000), no caso dos elementos de concreto pré-fabricados, a execução destes podem ser subdivididas em três fases principais, sendo elas as atividades preliminares, execução propriamente dita e atividades posteriores, englobando as etapas vistas na Figura 39.

Figura 39: Etapas envolvidas na execução de pré-moldados de fábrica. (Adaptado)



Fonte: El Debs, 2000.

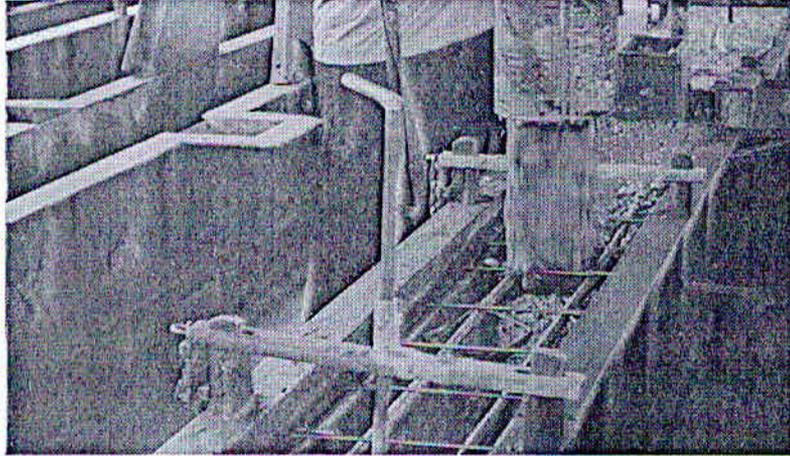
#### 2.4.1.1.2 Processos de execução

A fase da execução propriamente dita pode ser dividida em processos de tipologia distintos, de maneira geral, por fôrmas estacionárias, fôrmas móveis (carrossel) e pista de concretagem.

O processo de execução com fôrmas estacionárias (Figura 40) é aquele em que os trabalhos de execução se desenvolvem ao redor das fôrmas, que permanecem em uma única posição durante todo esse processo.

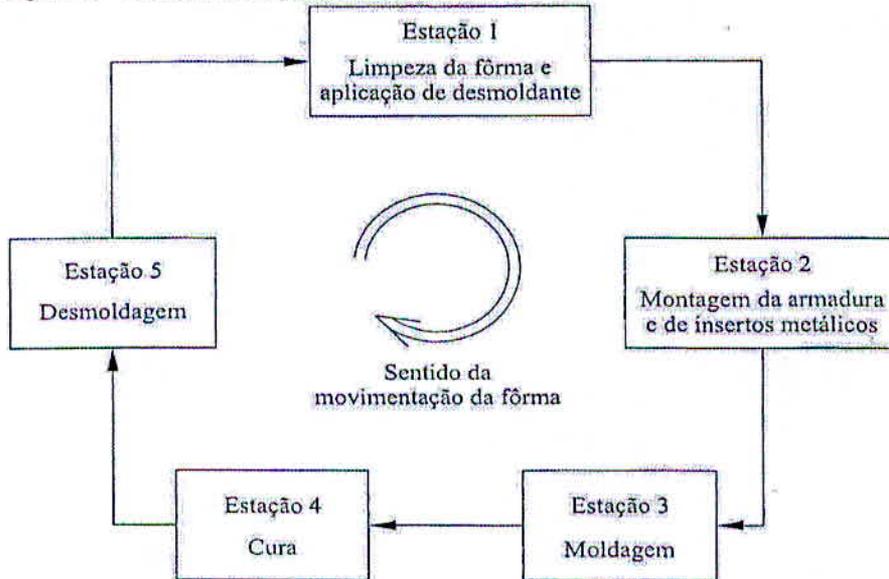
Por outro lado, o processo por fôrmas móveis, também conhecido por carrossel, é caracterizado pela movimentação da fôrma, e as atividades de execução são realizadas em estações estacionárias, como mostra o ciclo da Figura 41.

Figura 39 - Execução em fôrmas estacionárias



Fonte: Lajespatoia.com – Acesso em 01/05/15

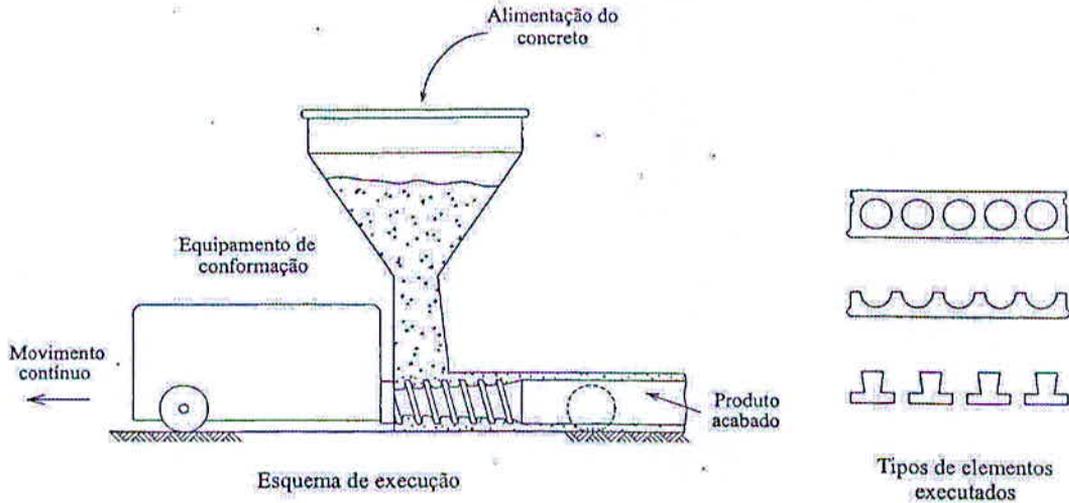
Figura 40 - Ciclo de execução com fôrma móvel



Fonte: El Debs, 2000.

Já no caso da pista de concretagem (Figura 42), como o próprio nome sugere, a execução dá-se ao longo de uma linha, onde os elementos são produzidos sequencialmente, podendo ser de forma contínua ou descontínua. Este método é muito utilizado em elementos protendidos, como no caso de painéis alveolares.

Figura 41 - Esquema de execução em pista de concretagem.



Fonte: El Debs, 2000.

Usualmente, os elementos pré-fabricados são executados em uma só etapa de moldagem. Porém, aqueles em que se têm maiores detalhes, como os elementos tridimensionais, realizam-se mais de uma etapa de moldagem.

Tais processos de execução citados acima podem ser analisados e escolhidos, levando-se em consideração fatores como: a produtividade desejada, especialização da produção, emprego ou não da protensão da armadura, e da forma do elemento. Desta forma, levando-se em consideração a maior produtividade, destacam-se os processos em pista de concretagem e com fôrma móvel. Visando obter-se uma melhor comparação entre estes dois métodos, El Debs (2000) apresenta a Tabela 15 comparativa abaixo.

Tabela 12 - Vantagens e desvantagens de execução com fôrma móvel comparada com execução em pista de concretagem (Adaptada).

Vantagens	Desvantagens
a) possibilidade de mudar a produção do tipo de elemento de um dia para o outro;	a) maiores investimentos iniciais, especialmente em fôrmas;
b) produção simultânea de diferentes elementos;	b) maior custo de manutenção;
c) instalações físicas de menor área;	c) protensão medida por força e não por alongamento;
d) menor consumo de energia no caso de cura térmica;	d) desmoldagem e aplicação da protensão mais trabalhosas;
e) mais adaptável à automação;	e) maior desperdício de cordoalhas, especialmente em fôrmas curtas;
f) possibilita o emprego de mão-de-obra menos qualificada;	
g) especialmente vantajosa para elementos não protendidos.	

Fonte: El Debs, 2000.

### 2.4.1.1.3 Fôrmas

As fôrmas dos elementos de concreto pré-fabricado são de grande importância neste método, pois depende delas o bom acabamento destes elementos e a produtividade de todo o processo, seja ele qual for.

Segundo El Debs (2000), as qualidades desejáveis para as fôrmas são:

- a) Estabilidade volumétrica, visando obedecer às tolerâncias dimensionais dos elementos;
- b) Possibilidade de reutilizações, obtendo economia nas manutenções;
- c) Serem manejáveis, facilitando a colocação e fixação da armadura em seu interior;
- d) Apresentarem pouca aderência ao concreto;
- e) Serem de fácil desmontagem, sem apresentar pontos de presa;
- f) Estanqueidade, evitando fuga da nata de cimento e não comprometendo a resistência dos elementos;
- g) Serem versáteis, adequando-se às várias seções transversais;
- h) De fácil transporte, para a execução com fôrmas móveis.

Elas podem ser feitas de vários tipos de materiais, tais como: madeira, aço, concreto, alvenaria e/ou plástico reforçado com fibra de vidro; e a escolha do material depende de fatores como: acabamento superficial, tolerância, dimensões e forma dos elementos, tipo de adensamento e cura, e número de reutilizações.

Desta forma, El Debs (2000) adaptou a Tabela 16 de Ordóñez (1974), visando simplificar a utilização de cada tipo de material, quando solicitada determinada característica no processo de execução.

Tabela 13 - Características das fôrmas em função do material utilizado (Adaptado)

Características	Aço	Madeira	Concreto	Plástico
Constância volumétrica	boa	ruim	boa	boa
Aderência	boa	regular	ruim	boa
Manuseio	boa	boa	ruim	boa
Possibilidade de transformação	boa	boa	ruim	ruim
Facilidade de transporte	boa	boa	ruim	boa

Fonte: El Debs, 2000.

Os materiais mais utilizados são a madeira e o aço. A primeira é de menor custo, porém necessita de um maior número de manutenções. As de aço permitem um maior número de reutilizações, como visto na Tabela 17, porém possuem um custo maior.

Tabela 14 - Estimativa do número de reutilização das fôrmas.

Tipos de material	Número de reutilizações
Madeira não tratada	
⇒ sem tratamento térmico	40-80
⇒ com tratamento térmico	20-30
Madeira tratada <sup>1</sup>	
⇒ sem tratamento térmico	80-120
⇒ com tratamento térmico	30-80
Madeira revestida de chapa <sup>2</sup>	
⇒ sem tratamento térmico	80-150
⇒ com tratamento térmico	30-80
Concreto	100-300
Plástico reforçado com fibra de vidro	80-400
Fôrmas de aço desmontáveis	500-800
Fôrmas de aço não desmontáveis	800-1200
1. Inclui o uso de chapas de madeira compensada.	
2. Revestimento de chapa de aço de 0,3 a 0,5 mm de espessura.	

Fonte: El Debs, 2000.

Como nos elementos pré-fabricados geralmente se tem um maior índice de consumo de materiais, em comparação com o concreto moldado in loco, busca-se reduzir este consumo sempre que possível. Visando alcançar esta redução, surge um ponto importante neste tipo de produção, que é a introdução de vazios nos elementos através de fôrmas, que são pré-estabelecidos e não interferem na resistência destes. Entretanto, tais vazios são recomendados somente quando reduzem em mais de 30% a seção bruta do elemento.

Como diz El Dels (2000), essas fôrmas de vazios podem subdividir-se em:

- a) Vazio com acesso: muito empregado em elementos de grandes dimensões, como em vigas de pontes; não é de difícil execução, porém gera morosidade na produção, devido à necessidade de concretagem em etapas distintas.

- b) Tipo fôrma perdida: é realizado com a introdução de elementos de pequenas dimensões, como tubos de papelão e poliestireno expandido, devendo-se tomar as devidas precauções quanto a flutuação destes elementos durante a concretagem e, quando a cura se der por processo térmico, a pressão não exceda os limites que podem danificar tais elementos.
- c) Tipo fôrma recuperável: podem ser utilizados tanto tubos de aço, quanto tubos infláveis de água ou ar, que são retirados de uma a duas horas após a mistura do concreto, lembrando sempre das precauções quanto à flutuação destes.

#### 2.4.1.1.4 Trabalhos de armação e protensão

##### a) Armadura não protendida

Com relação aos métodos de concreto moldado in loco, a armação no concreto pré-fabricado segue os mesmos preceitos básicos. Porém, para se racionalizar tal produção, muitos produtores investem em equipamentos que visam encurtar as etapas, podendo estes auxiliar na parte de corte e dobra de fios, barras e telas; e também na etapa de fixação, com o auxílio da solda.

Quando se trata de elementos de pequenas dimensões, a montagem se dá em bancadas com o auxílio de gabaritos, facilitando o manuseio dos elementos, que posteriormente são colocados dentro das fôrmas, devendo esta locomoção se dar de forma segura e cuidadosa, evitando possíveis deslocamentos às disposições das barras, o que pode alterar o comportamento real do elemento daquele que foi admitido no cálculo.

Já em elementos de grandes dimensões, devido ao peso e difícil manuseio da armação, a montagem geralmente se dá no interior da própria fôrma ou próximo a ela, perdendo assim a racionalização buscada anteriormente. (EL DEBS, 2000)

##### b) Armadura protendida

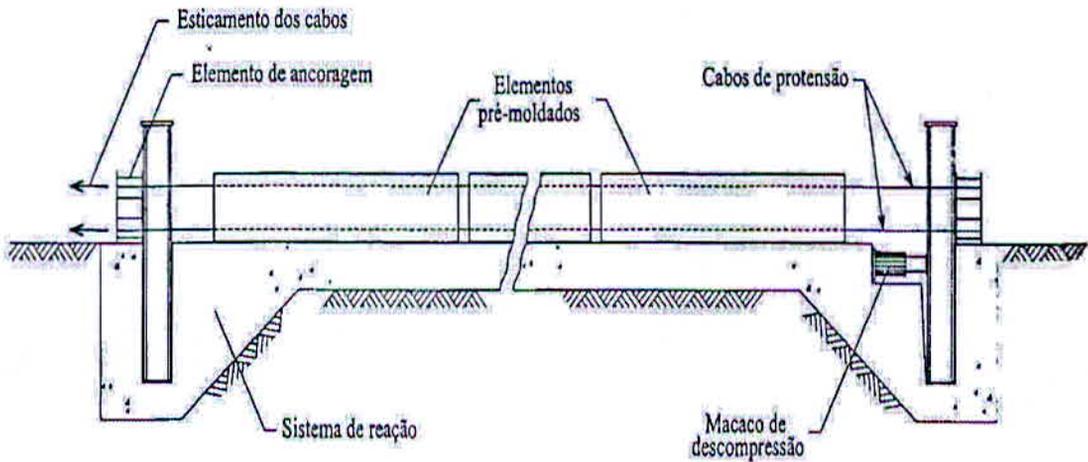
Em elementos pré-fabricados, a protensão geralmente se dá pela pré-tração da armadura (concreto protendido com aderência inicial). Desta forma, para execução de diversos elementos, utiliza-se de pistas de protensão (Long Line Prestressing Method) de 60 a 200 m de comprimento, com blocos de reação independentes (Figura 43) ou utilizando-se a própria fôrma (Flow Line Prestressing Method) como estrutura de reação. Neste

segundo caso, muito utilizado na Europa e Ásia, a protensão é feita para os elementos individualmente, utilizando-se a fôrma para aplicar a força de protensão.

Além destes dois métodos de protensão, ainda existem outros menos usuais, como é o caso das armaduras pré-tracionadas por cintamento contínuo, que possibilita a conformação da armadura de protensão em um plano (mesa de protensão) de diversas maneiras, executando-se lajes e treliças.

Outro método a ser citado é o da pós-tração, que é usualmente empregado em canteiros de grandes dimensões, como na fabricação de vigas de ponte ou para solidarizarem-se segmentos pré-fabricados e fazer a ligação entre elementos no local de utilização definitivo. (EL DEBS, 2000)

Figura 42 - Esquema de pista de protensão com blocos independentes.



Fonte: El Debs, 2000.

#### 2.4.1.1.5 Adensamento

Quando se tratando de concreto armado, o adensamento é importante para ambos os casos de comparação deste trabalho. Dando ênfase neste momento ao concreto pré-fabricado, tal atividade impacta diretamente na qualidade e produtividade deste concreto.

Por se necessitar da produtividade citada acima, as empresas de concreto pré-fabricado geralmente procuram utilizar um concreto de resistência mais elevada que o utilizado nas estruturas moldadas in loco. Desta maneira, empregam-se concretos com menores relações água/cimento e, portanto, menores índices de consistência. Diante disto, tem-se um maior cuidado neste processo de adensamento, visando garantir a qualidade do concreto.

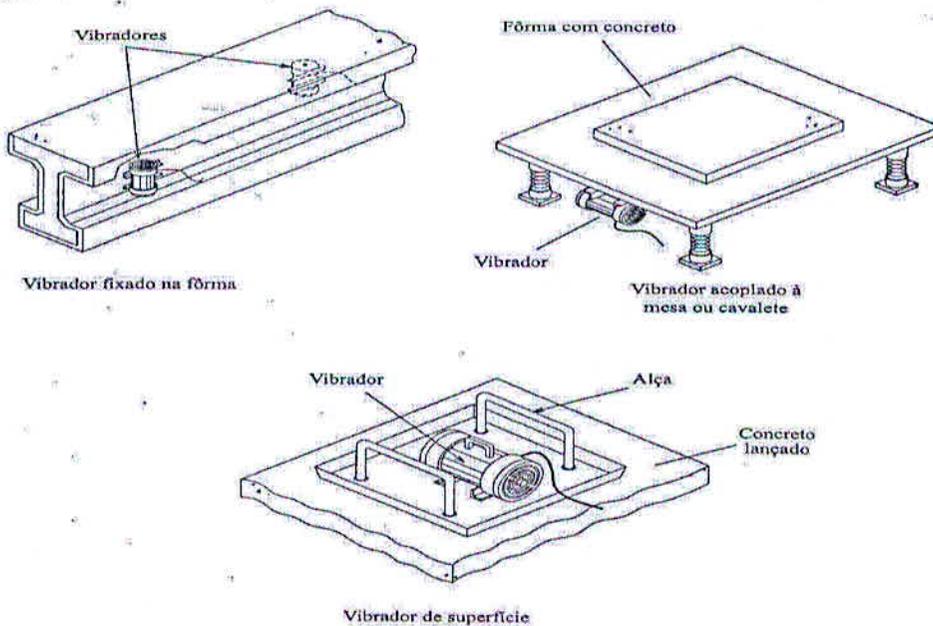
a) Formas de adensamento

O processo de adensamento basicamente se resume em 4 tipologias, sendo elas por vibração, centrifugação, prensagem e vácuo; existindo ainda a possibilidade de combinação entre estas.

O adensamento por vibração pode ser interna ou externa.

A primeira é realizada geralmente com vibradores tipo agulha, sendo este método utilizado normalmente em elementos moldados in loco. No caso de vibração externa (representada na Figura 44), esta pode se dar por vibradores de fôrma, que podem ser fixos (para elementos de pequenas dimensões) ou deslizantes (para elementos de grandes dimensões); por mesas ou cavaletes vibratórios, em que os vibradores são fixados em uma estrutura apoiada elasticamente, vibrando os moldes (pequenos elementos) colocados sobre ela; e/ou com vibração superficial, em que sua atuação se restringe a pequenas profundidades, sendo mais utilizado em elementos de menor espessura. (EL DEBS, 2000)

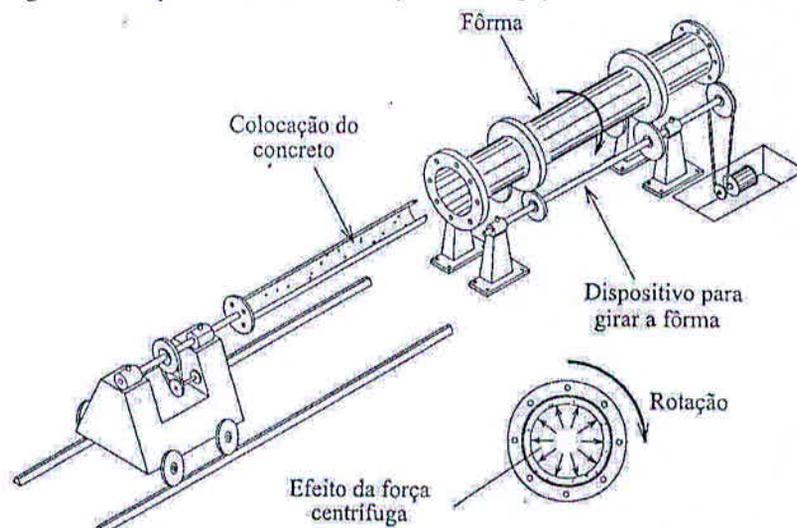
Figura 43 - Formas de vibração externa



Fonte: El Debs, 2000.

O adensamento por centrifugação e o à vácuo geralmente necessitam de grandes investimentos em equipamentos, limitando-se ao uso de poucas empresas. O primeiro é utilizado em casos particulares de elementos de seção circulares (Figura 45), como estacas e postes.

Figura 44 - Esquema de adensamento por centrifugação



Fonte: El Debs, 2000.

#### 2.4.1.1.6 Aceleração do endurecimento e cura

Em busca de uma produtividade maior, procura-se reduzir o chamado 'tempo morto', que é aquele em que o elemento se encontra dentro da fôrma até ganhar determinada resistência capaz de suportar 'lesões' à peça. Desta forma, utilizam-se de recursos para a aceleração deste processo, podendo ser eles: um cimento de alta resistência inicial (cimento ARI), aumento da temperatura e/ou utilização de aditivos.

A técnica de aumento de temperatura é uma das mais utilizadas e baseia-se na aceleração da velocidade das reações químicas entre o cimento e a água, não se esquecendo de controlar a perda de água devida à vaporização e aos elevados gradientes térmicos, evitando-se microfissurações e, conseqüentemente, a perda de resistência.

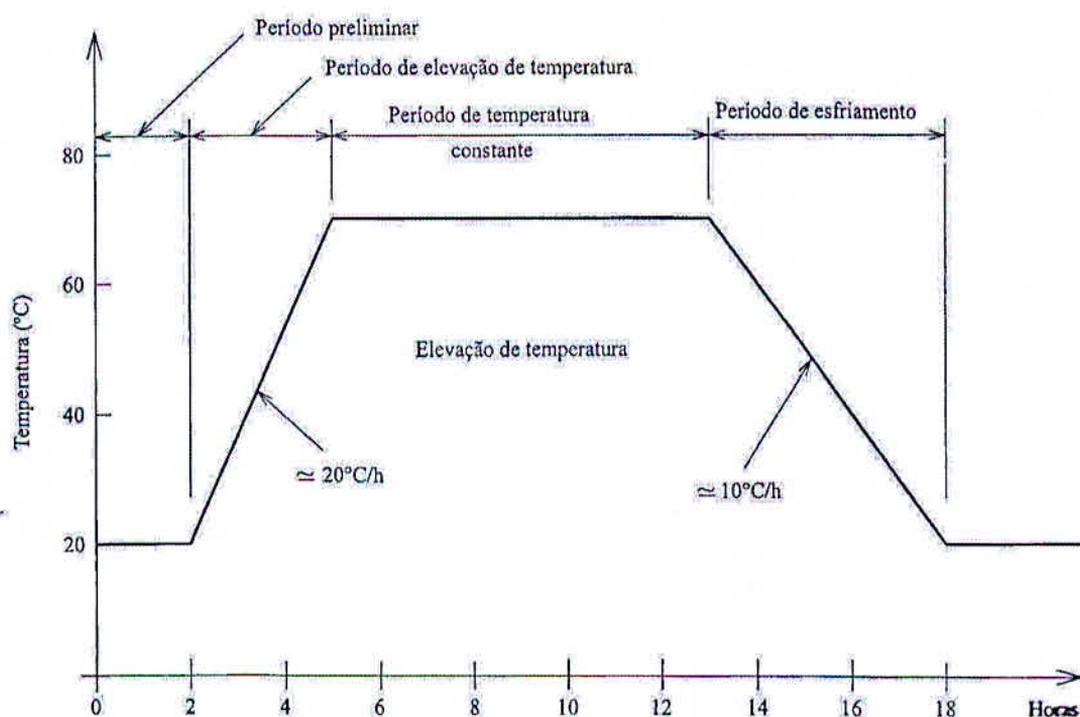
Já na utilização de aditivos, tinha-se certo receio devido à alta concentração de cloreto de cálcio destes, que provocam a corrosão da armadura. Com o passar do tempo surgiram-se novos aditivos que não continham tal inconveniência, porém tal alternativa ainda é pouco utilizada neste meio. (EL DEBS, 2000)

Partindo do mesmo princípio de aumento de produtividade e para reduzir esta perda de água citada acima, El Debs (2000) diz que a cura do concreto se subdivide em:

- a) Cura por aspersão: onde as superfícies expostas do elemento são mantidas úmidas.
- b) Cura por imersão: quando os elementos são imersos em tanques d'água.

- c) Cura térmica: aumentando-se a temperatura do concreto. Podem se dar pelo vapor atmosférico, que é o mais utilizado nos pré-fabricados e que a Figura 18 apresenta um ciclo típico deste; pelo vapor e pressão (autoclave); pela circulação de água ou óleo em tubos junto às formas; e pela resistência elétrica, com a utilização da armadura ou fios especiais como resistência elétrica.
- d) Cura com película impermeabilizante: aplicam-se pinturas que impedem a saída de água pelas superfícies do elemento.

Figura 45 - Ciclo típico de cura a vapor



Fonte: El Debs, 2000.

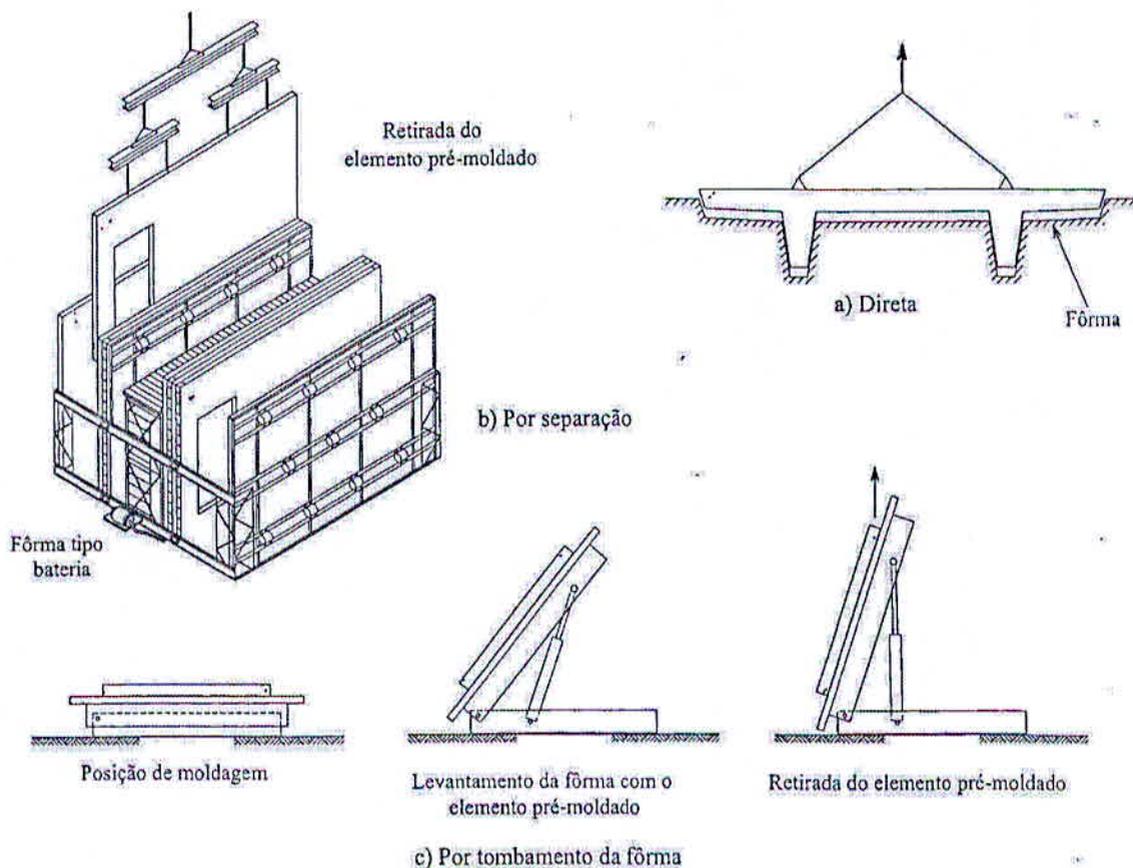
#### 2.4.1.1.7 Desmoldagem

Como diz El Debs, este processo está intimamente ligado à tipologia das fôrmas utilizadas, podendo ser das seguintes formas:

- a) Direta: quando a retirada dos elementos se dá por levantamento, com ou sem retirada das partes laterais da fôrma (Figura 47.a);
- b) Por separação dos elementos: corresponde às fôrmas bateria, utilizadas na execução de painéis (Figura 47.b);

- c) Por tombamento da fôrma: quando se tomba a fôrma da posição horizontal para a vertical, retirando-se assim o elemento. (Figura 47.c).

Figura 46 - Formas de realizar a desmoldagem



Fonte: El Debs, 2000.

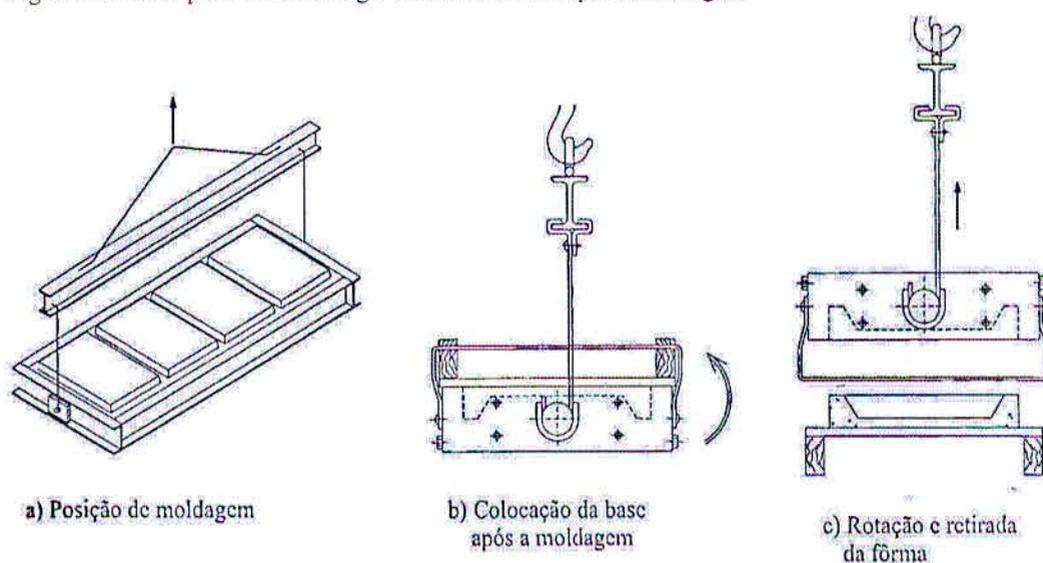
No processo de desmoldagem deve ser considerada a aderência entre o concreto e a fôrma, que é influenciada pelo material da fôrma, pela eficiência do desmoldante e pela existência de inclinação das nervuras.

Deve-se retirar a fôrma previamente, quando esta, ou parte desta, puder restringir a livre deformação do elemento, no caso do concreto protendido, em que a força de protensão é transferida de forma natural para o elemento.

Como a resistência do concreto na desmoldagem depende das solicitações as quais o elemento possa ser submetido em seguida, há uma indicação prática de que seu valor deva ser metade da resistência de projeto. Entretanto, com o cálculo de tais solicitações citadas anteriormente, este valor pode ser reduzido, não sendo recomendável estar abaixo de 10 MPa, podendo ocasionar problemas como: deformações excessivas, perda de resistência proveniente de fissuração prematura e quebras de cantos e bordas.

Quando se trata de fôrma móvel e para determinados tipos de elementos, a desmoldagem pode ocorrer imediatamente após a moldagem, como no caso de tubos de concreto e elementos conforme Figura 48, em que há uma rotação da fôrma com o concreto ainda no estado fresco. (EL DEBS, 2000)

Figura 47 - Exemplo de desmoldagem imediatamente após a moldagem



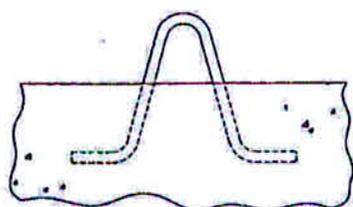
Fonte: El Debs, 2000.

#### 2.4.1.1.8 Dispositivos auxiliares

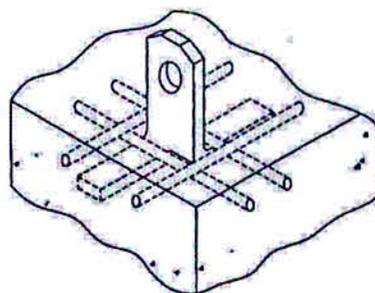
A desmoldagem e o transporte interno dos elementos geralmente se dão por meios mecânicos. Desta forma, necessita-se de dispositivos auxiliares que facilitem o içamento destes elementos, salvo casos de elementos de dimensões pequenas, em que esse transporte é feito manualmente.

Estes dispositivos podem ser internos (Figura 49), como laços chumbados, chapas chumbadas, argolas rosqueadas posteriormente e dispositivos especiais; ou externos, como balancins (que são os mais utilizados, conforme Figura 50), prensadores transversais (utilizados em painéis alveolares feitos por extrusão ou fôrma deslizante, conforme Figura 51.a), braços mecânicos (Figura 51.b) e ventosas (não necessita de dispositivos internos, conforme Figura 51.c). (EL DEBS, 2000)

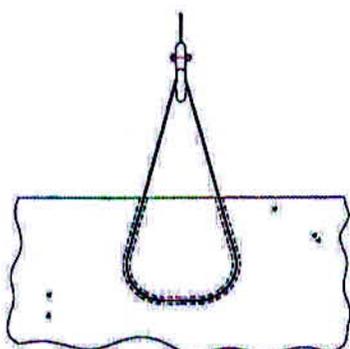
Figura 48 - Exemplos de dispositivos internos para o manuseio dos elementos



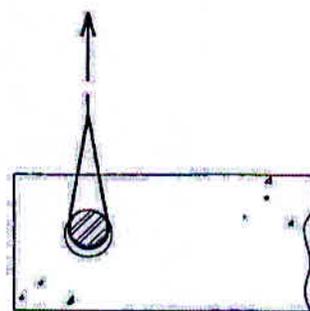
a) Com laços



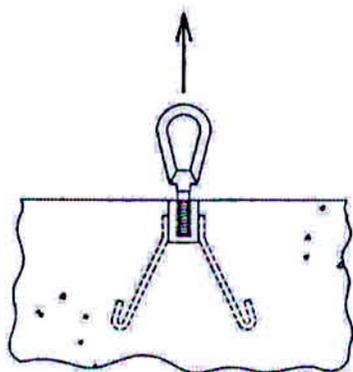
b) Com chapa



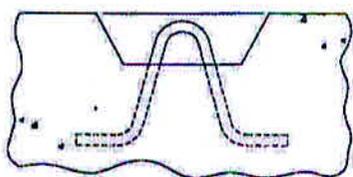
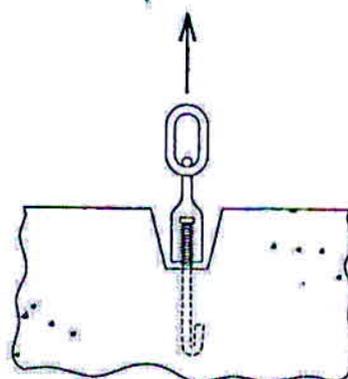
c) Com furo e cabo de aço



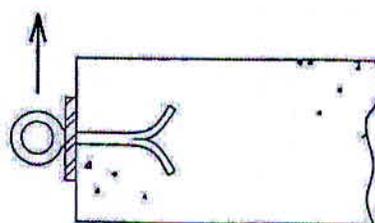
d) Com furo e tarugo de aço



e) Dispositivo fixado posteriormente



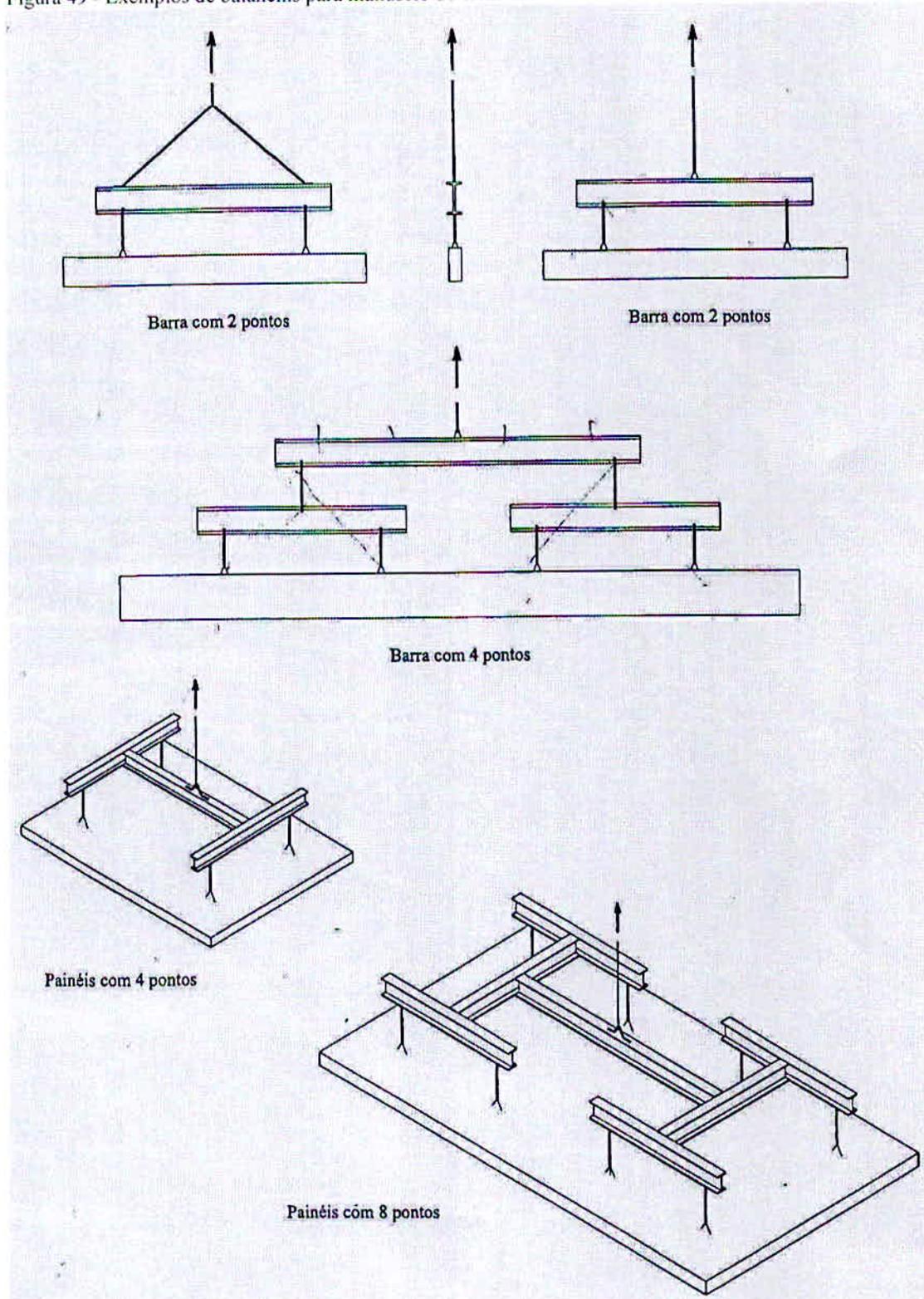
f) Com laço interno



g) Com dispositivo especial para levantamento lateral

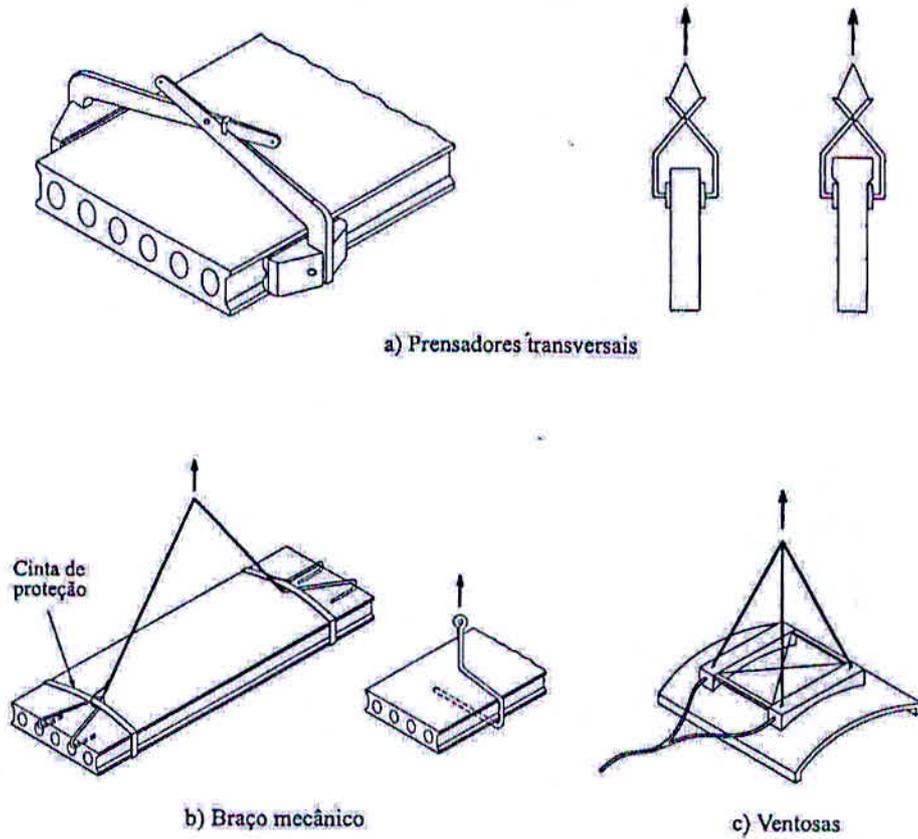
Fonte: El Debs, 2000.

Figura 49 - Exemplos de balancins para manuseio de elemento



Fonte: El Debs, 2000.

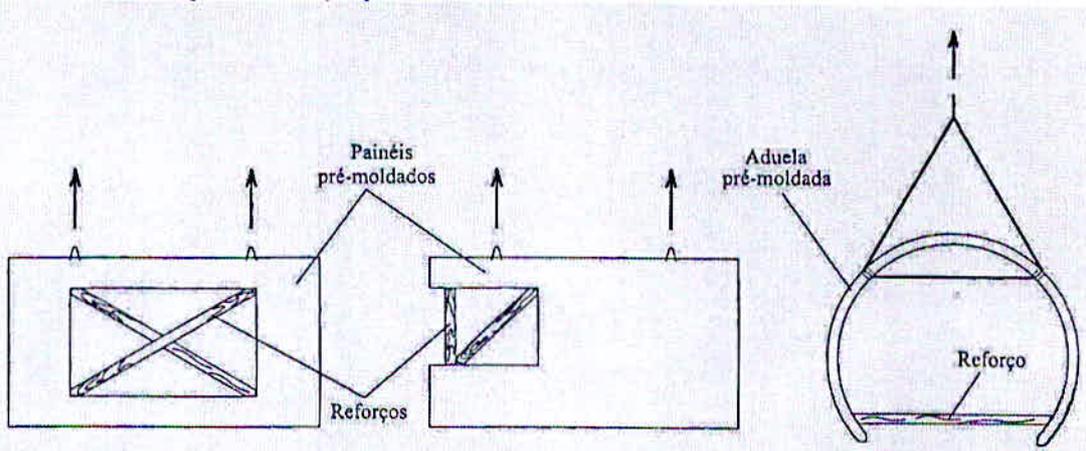
Figura 50 - Exemplos de dispositivos especiais para o manuseio.



Fonte: El Debs, 2000.

Em casos particulares, em que se tem a necessidade de reduzir as solicitações por ocasião do manuseio dos elementos, utiliza-se de reforços externos para tal fim, como visto na Figura 52.

Figura 51 - Exemplos de reforços para manuseio dos elementos

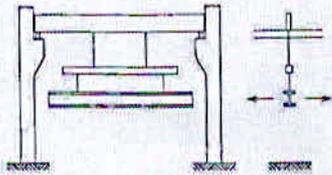
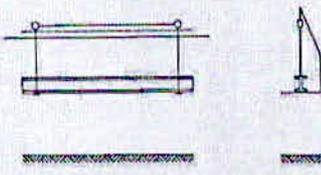
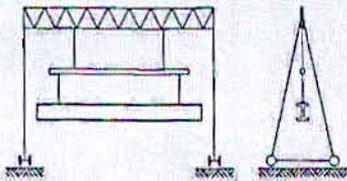
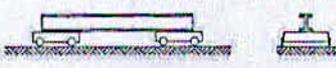


Fonte: El Debs, 2000.

### 2.4.1.1.9 Transporte interno

Nas fábricas de pré-moldados/fabricados, depois da desmoldagem, os elementos necessitam de um cuidado especial para operações como transporte interno e empilhamento. Sendo assim, os meios mais comumente utilizados para estas operações são as pontes e os pórticos rolantes, que fazem todas estas operações. Existem outros mais simples, como visto na Tabela 18, que realizam operações mais 'leves', porém necessitam de outros equipamentos para operações mais complexas.

Tabela 15: Equipamentos para o transporte interno e suas características principais. (Adaptado)

Tipos de equipamentos		
 <p>Ponte rolante</p>	 <p>Monotrilho</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Muito rígidos</li> <li>• Independentes do solo</li> </ul>
 <p>Pórtico rolante</p>	 <p>Carrinho de rolamento</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Flexibilidade de movimento</li> <li>• Sofrem interferência do que ocorre no solo</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Podem ser utilizados na desforma e no empilhamento</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Necessitam de outros equipamentos para a desforma e o empilhamento</li> </ul>	

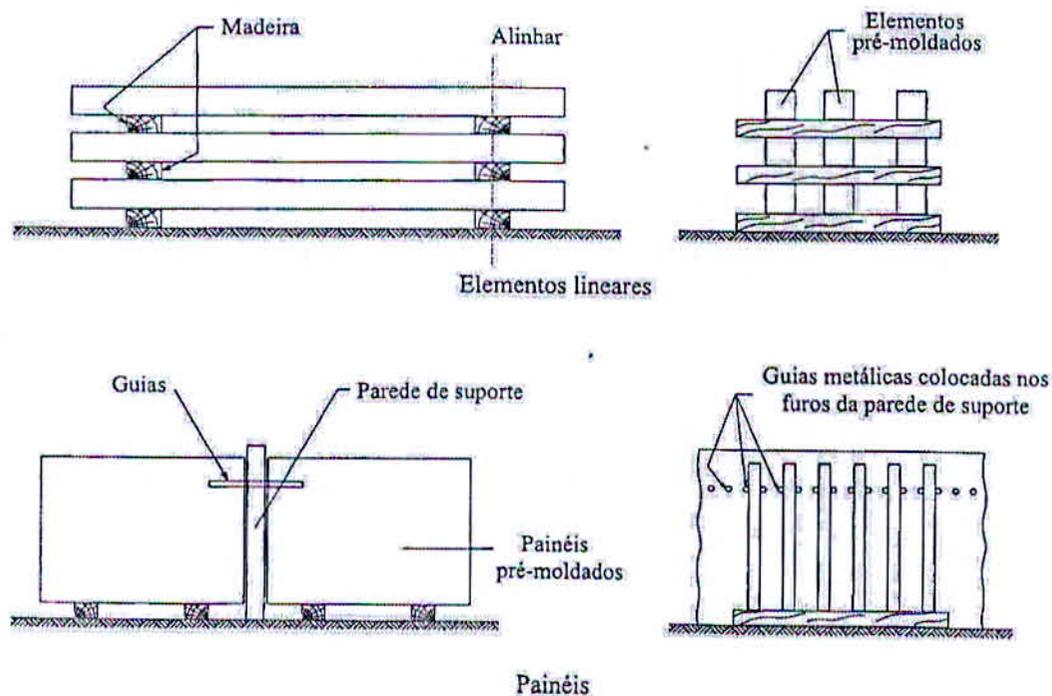
Fonte: El Debs.

### 2.4.1.1.10 Armazenamento

Após a execução, normalmente, os elementos são transportados até uma área específica para o armazenamento, que ocupa uma área considerável da fábrica e deve ser organizada de acordo com o padrão de cada empresa, visando sempre à questão do planejamento da produção e o aumento da resistência do concreto até a de projeto, preferencialmente. No armazenamento, alguns pontos devem ser levados em consideração, como os apoios e a posição dos elementos. Com relação ao primeiro, tem-se a recomendação

de que não ultrapasse duas linhas de apoio e, com relação ao segundo, que sejam dispostos, preferencialmente, na posição que será a de utilização definitiva. São mostrados alguns esquemas na Figura 53.

Figura 52 - Esquemas de armazenamento dos elementos.



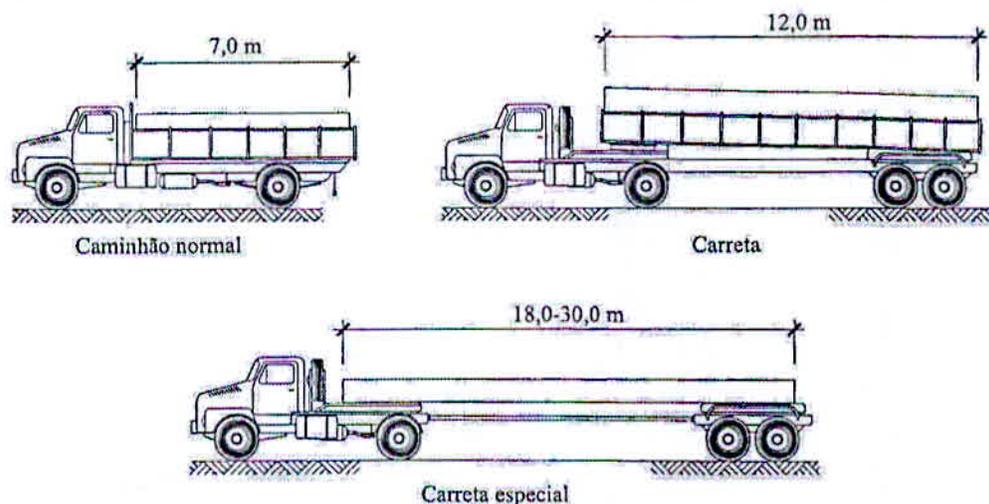
Fonte: El Debs, 2000.

#### 2.4.1.2 Transporte externo dos elementos

O transporte externo refere-se ao traslado dos elementos pré-fabricados desde onde foram executados até o local da montagem final. Este transporte pode se dar por meio rodoviário, ferroviário e/ou marítimo, sendo que, no Brasil, o usual é o primeiro, utilizando-se de caminhões, carretas e carretas especiais (conforme Figura 54), variando pelos gabaritos destes, pelas dimensões e pesos dos elementos, não deixando de considerar a distância a ser transportada.

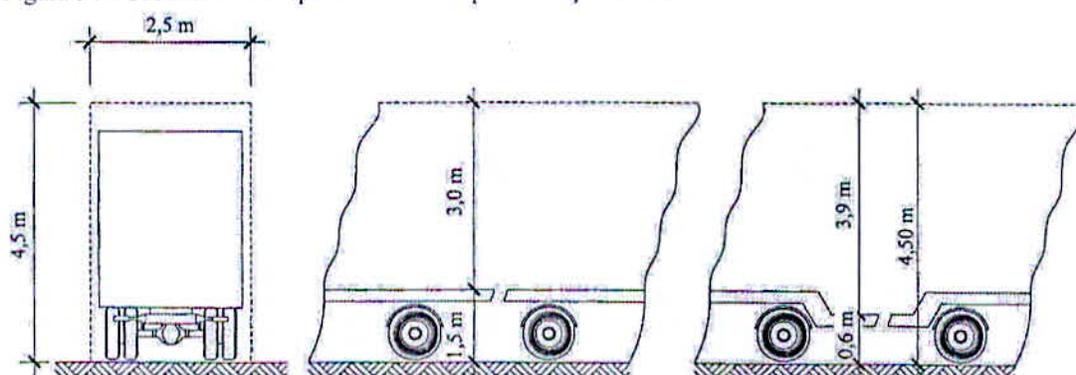
Os gabaritos dos meios de transportes são um importante aspecto a ser considerado, pois geralmente acata-se às limitações de 2,50 m na largura, 4,50 m na altura (Figura 55) e até 30 m no comprimento, podendo este último ser maior em casos especiais.

Figura 53 - Esquemas de veículos para transporte dos elementos



Fonte: El Debs, 2000.

Figura 54 - Gabarito de transporte rodoviário para situações usuais.



Fonte: El Debs, 2000.

Um importante ponto a ser levado em consideração, no transporte dos elementos, é a possibilidade de ocorrência de ações dinâmicas de grande magnitude. Tais ações podem danificar os elementos e por este motivo recomenda-se uma cuidadosa fixação destes no transporte.

Com relação ao peso dos elementos, deve-se atender as limitações de carga por eixo do transporte rodoviário, estabelecidas pela chamada lei da balança e indicadas na Tabela 19. Com a modernização de estradas e a evolução na potência dos veículos, aumentou-se a capacidade de transporte destes. Como exemplo, El Debs (2000) diz que a literatura técnica indica que entre 1950 e 1990, o comprimento e peso das vigas de pontes passaram de 15 m e 500 kN para 50 m e 1.150 kN, respectivamente.

Tabela 16: Valores das máximas cargas por eixo nas rodovias nacionais.

Situação	Carga por eixo
Eixo isolado com 2 pneus <sup>1</sup>	50 kN (5 tf)
Eixo isolado com 4 pneus <sup>1</sup>	100 kN (10 tf)
Conjunto de 2 ou 3 eixos com 4 pneus por eixo <sup>2</sup>	85 kN (8,4 tf)
1. Eixo isolado – distância entre eixos superior a 2,0 m.	
2. Conjunto de eixos – distância entre eixos de 1,2 a 2,0 m.	

Fonte: El Debs, 2000.

Como citada acima, a distância a ser transportada influencia de modo significativo o custo final deste tipo de estrutura. Prova disto é que, em situações normais, os valores indicados para este serviço vão de 5% a 15% do custo total, segundo El Debs (2000).

#### 2.4.1.3 Montagem dos elementos pré-fabricados

##### 2.4.1.3.1 Equipamentos envolvidos

Devido ao peso e as dimensões dos elementos pré-fabricados, necessita-se de equipamentos que farão, juntamente com uma equipe especializada, todas as operações de montagem.

Estes equipamentos podem ser de uso comum, como guindastes acoplados a caminhões convencionais (para pré-fabricados leves), autogruas (guindaste sobre plataforma móvel) e guias de torre (guindaste de torre); ou de uso restrito, como as guias de pórticos e os derricks, que são equipamentos de grande capacidade de carga, mas de pequena mobilidade. Alguns exemplos destes equipamentos constam da Figura 56 à 60, e suas características na Tabela 20.

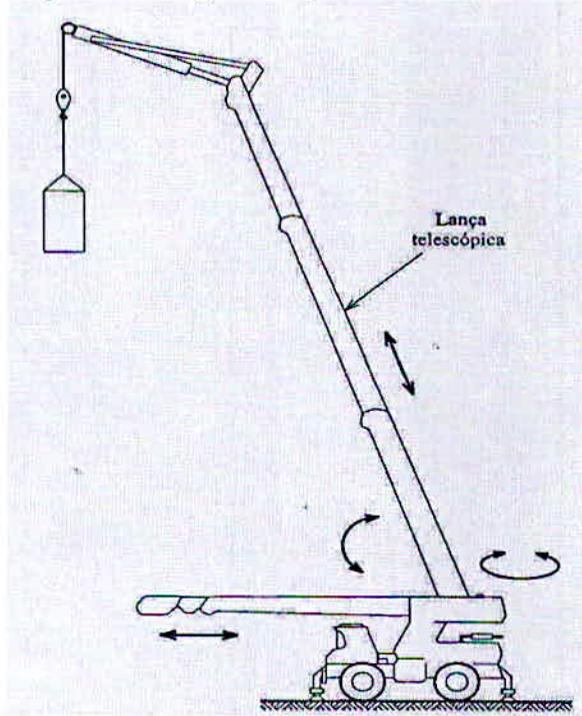
Outros equipamentos podem ser utilizados em casos especiais, como a treliça de lançamento de vigas e aduelas, mas seu uso é restrito na execução de pontes de médios e grandes vãos. (EL DEBS, 2000)

Os fatores determinantes na escolha da tipologia do equipamento, segundo El Debs (2000), referenciam-se em:

- Pesos, dimensões e raios de levantamento das peças de maior dimensão;
- Números de levantamentos a serem feitos e a frequência das operações;
- Mobilidade requerida, condições de campo e espaço disponível;

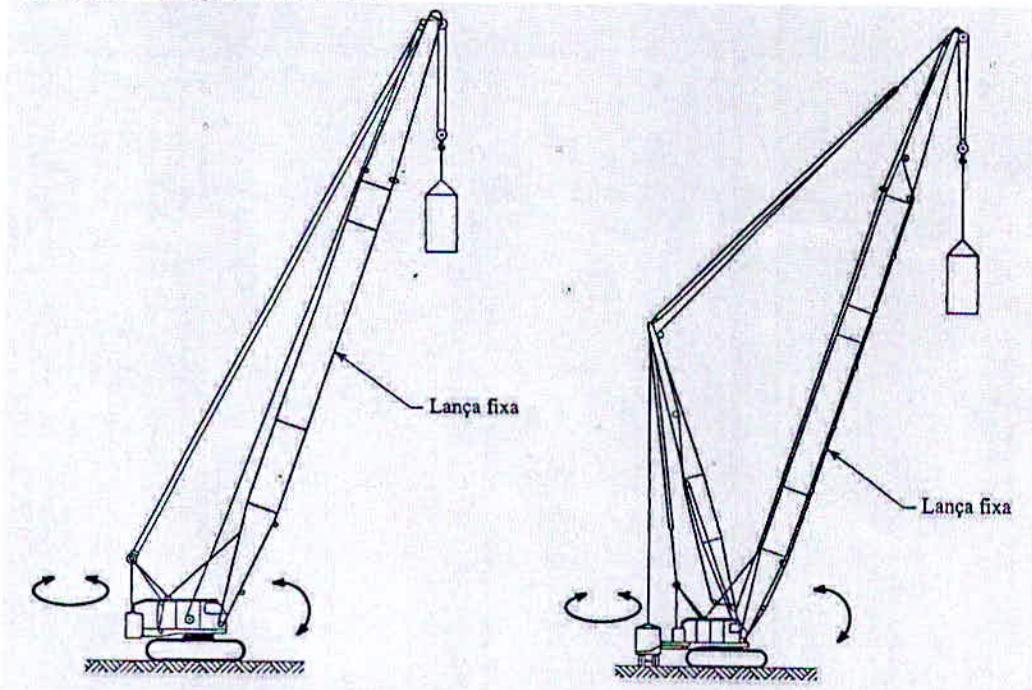
- d) Necessidade de transportar os elementos levantados;
- e) Necessidade de manter os elementos no ar por longos períodos;
- f) Condições topográficas de acesso;
- g) Disponibilidade e custo do equipamento.

Figura 55 - Autogrua sobre pneus.



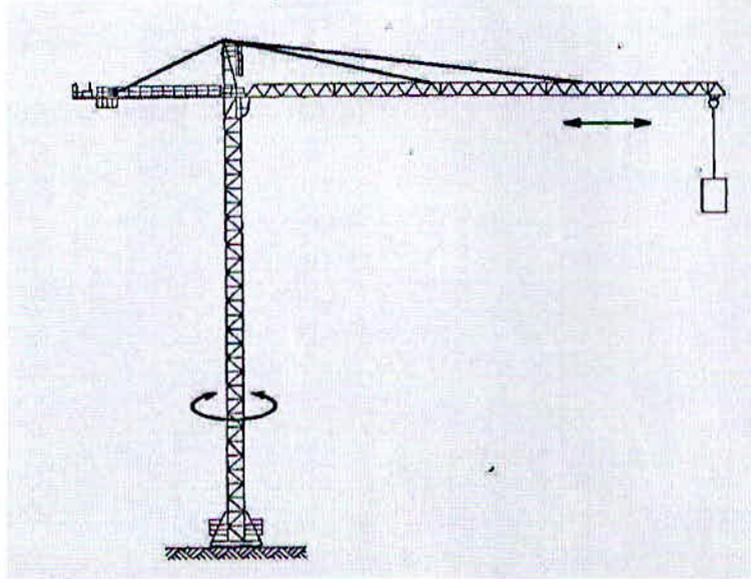
Fonte: El Debs, 2000.

Figura 56 - Autogrua sobre esteiras.



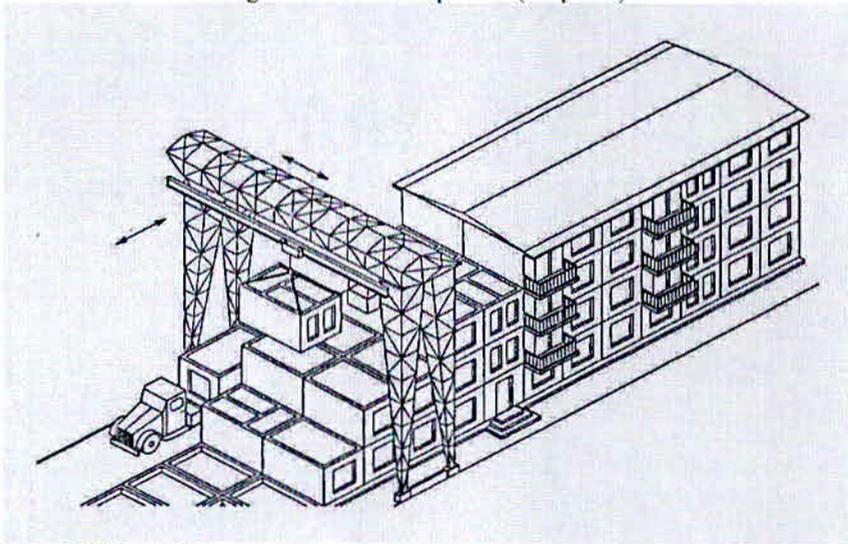
Fonte: El Debs, 2000.

Figura 57 - Grua de torre.



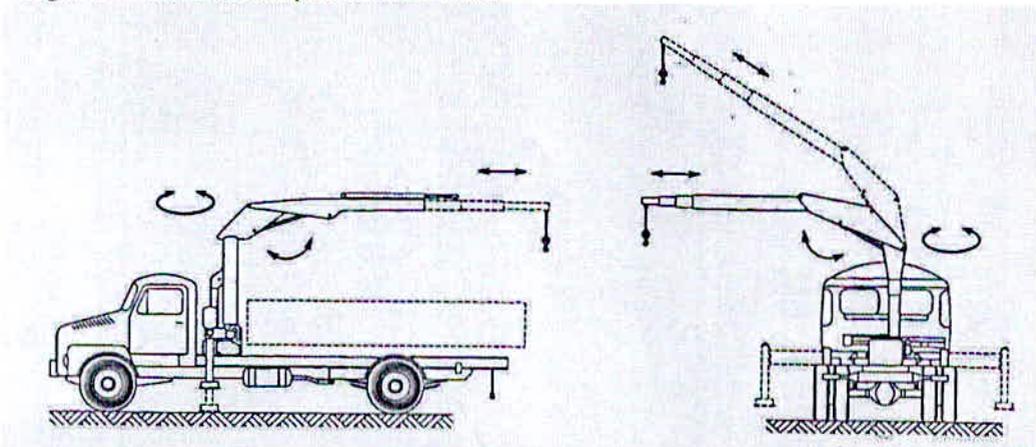
Fonte: El Debs, 2000.

Figura 58 - Grua de pórtico (adaptado).



Fonte: El Debs, 2000.

Figura 59 - Guindaste acoplado em caminhão.



Fonte: El Debs, 2000.

Tabela 17 - Características dos equipamentos de montagem (Adaptado).

	Características favoráveis	Características desfavoráveis
Autogrua sobre pneus	<ul style="list-style-type: none"> <li>• grande mobilidade</li> <li>• grande capacidade de carga</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• pouca precisão</li> <li>• necessidade de piso estável</li> </ul>
Autogrua sobre esteiras	<ul style="list-style-type: none"> <li>• mesmas do caso anterior</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• falta de estabilidade</li> <li>• efeito prejudicial ao pavimento</li> </ul>
Grua de torre	<ul style="list-style-type: none"> <li>• facilidade para repetição de movimentos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• é necessário montar e desmontar</li> </ul>
Grua de pórtico	<ul style="list-style-type: none"> <li>• grande capacidade de carga</li> <li>• precisão de montagem</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• movimentação limitada</li> <li>• é necessário montar e desmontar</li> <li>• lentidão de movimentos</li> </ul>
Derricks	<ul style="list-style-type: none"> <li>• grande capacidade de carga</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• limitação de movimentos</li> <li>• transporte custoso</li> </ul>
Guindaste acoplado a caminhão	<ul style="list-style-type: none"> <li>• grande mobilidade</li> <li>• baixo custo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• limitação de peso</li> <li>• alcance limitado</li> </ul>

Fonte: El Debs, 2000.

#### 2.4.1.3.2 Procedimentos Gerais

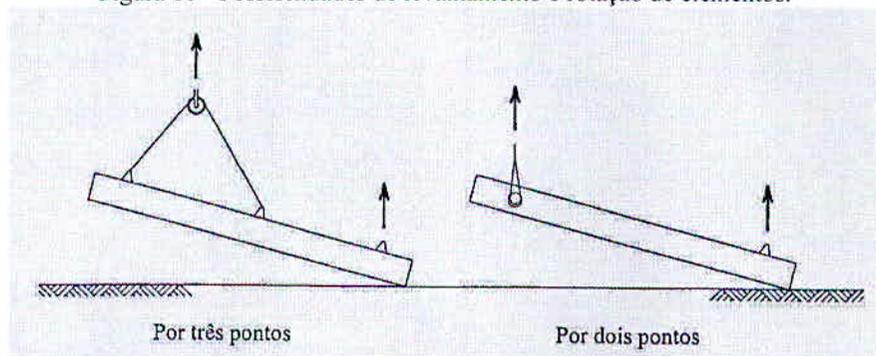
Diante das dimensões e pesos dos elementos pré-fabricados, além de fatores como atuação de cargas não simétricas e ação do vento, a operação de montagem deve ser feita de maneira cuidadosa e planejada, ainda mais quando se tem acesso limitado por edificações vizinhas. Sendo assim, faz-se necessária a pré-verificação de pontos como: condições de acesso dos equipamentos, necessidade de dispositivos auxiliares e escoramentos provisórios, verificação das fundações quanto à precisão dimensional, dentre outros.

A montagem varia de acordo com as especificidades de cada elemento, que podem ser separados pela montagem de pilares, montagem de vigas e arcos, montagem de painéis de parede e montagem de painéis de laje.

No caso de pilares e painéis de parede, é comum ter de fazer a rotação destes elementos, para serem locados na posição final, como mostra a Figura 61.

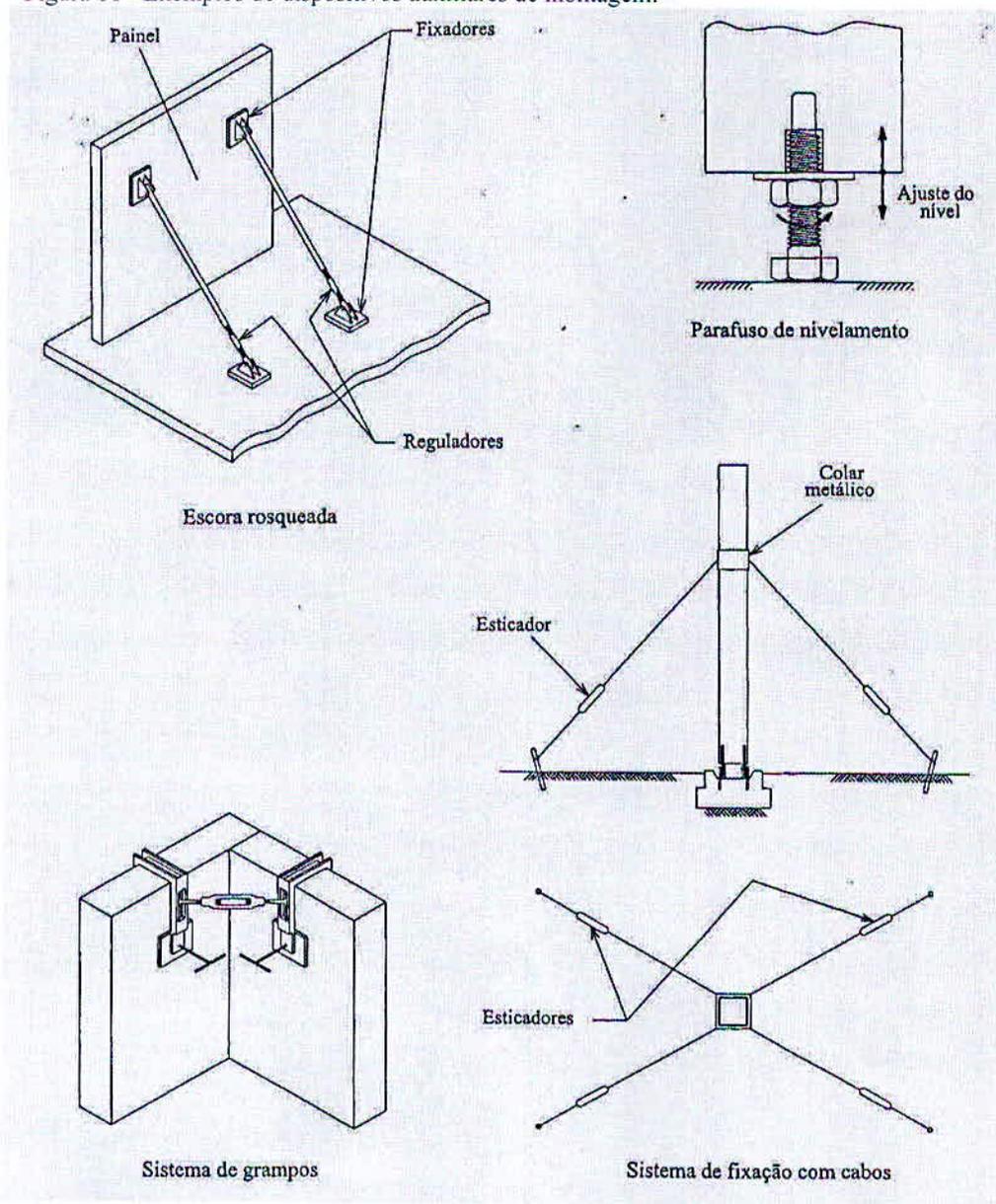
Muitas vezes, para alçar e posicionar os elementos faz-se necessário o uso de dispositivos auxiliares, que podem variar conforme as particularidades de cada elemento. Alguns exemplos constam na Figura 62. (EL DEBS, 2000)

Figura 60 - Possibilidades de levantamento e rotação de elementos.



Fonte: El Debs, 2000.

Figura 61 - Exemplos de dispositivos auxiliares de montagem.



Fonte: El Debs, 2000.

Em geral, no que tange ao manuseio dos elementos na montagem, uma regra fixa que deve existir é a que os pontos de içamento devem estar acima do centro de gravidade dos elementos, fazendo com que seus equilíbrios se deem de maneira estável.

#### 2.4.2 Ligações entre elementos pré-fabricados

Como visto nos itens anteriores, a pré-fabricação apresenta certa facilidade na execução e montagem dos elementos, devido à utilização de processos industriais. Entretanto, esta facilidade acaba sendo atingida quando se trata das ligações entre estes elementos, que são as partes mais importantes no projeto das estruturas de concreto pré-fabricado.

Para se obter um comportamento parecido com as estruturas moldadas no local, como exemplificado no item 2.4, tem-se a necessidade que as ligações transmitam os esforços entre os elementos estruturais. Desta forma, necessita-se de que estas ligações sejam elaboradas para juntar não somente o concreto, mas também o aço, que é um material ‘mais confiável’, em termos de fabricação, o que acaba reduzindo em parte algumas vantagens da pré-fabricação. (EL DEBS, 2000).

##### 2.4.2.1 Classificações e denominações das ligações

No sentido de se obter uma primeira noção e certas denominações, El Debs (2000) apresenta as ligações separadas da seguinte forma:

###### 2.4.2.1.1 Quanto ao tipo de vinculação

- Ligações articuladas: são aquelas que não transmitem momento fletor;
- Ligações rígidas: aquelas que transmitem momento fletor;
- Ligações semi-rígidas: transmitem parcialmente os momentos fletores.

###### 2.4.2.1.2 Quanto ao emprego de concreto e argamassa no local

- Ligações secas;
- Ligações úmidas.

### 2.4.2.1.3 Quanto ao esforço principal transmitido

- Ligações solicitadas por compressão;
- Ligações solicitadas por tração;
- Ligações solicitadas por cisalhamento;
- Ligações solicitadas por momento fletor;
- Ligações solicitadas por momento de torção.

### 2.4.2.1.4 Quanto à colocação de material de amortecimento

- Ligações duras: ligações dadas por solda ou concreto moldado in loco;
- Ligações macias: ligações intercaladas por material de amortecimento.

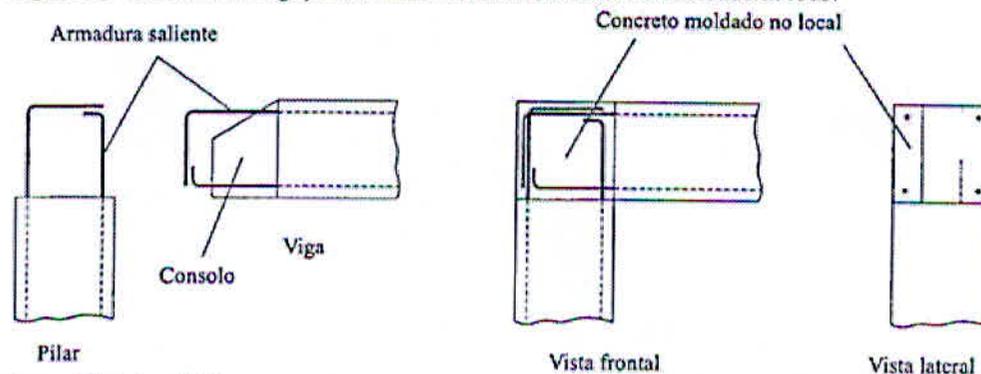
### 2.4.2.2 Recursos nas ligações

No processo de fabricação e execução das ligações, existem diversos tipos de recursos, que serão exemplificados abaixo:

#### 2.4.2.2.1 Armadura saliente e concreto moldado in loco

Neste caso, parte de armadura dos elementos ficam expostas e, após a montagem, executa-se a concretagem da ligação, conforme visto na Figura 63. A principal característica deste recurso é a necessidade de se aguardar o endurecimento do concreto para se completar a ligação.

Figura 62 - Recurso nas ligações: armadura saliente e concreto moldado in loco.

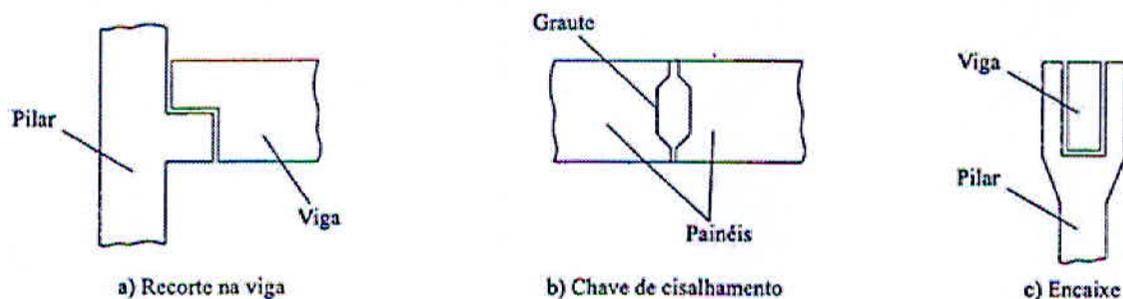


Fonte: El Debs, 2000.

#### 2.4.2.2.2 Conformação por encaixes, recortes e chaves

Em casos específicos, tem-se a necessidade de conformar as extremidades das ligações, seja para disfarçar a ligação (Figura 64.a), para impedir deslocamentos relativos (Figura 64.b) e para o engastamento contra a torção (Figura 64.c).

Figura 63 - Recurso nas ligações: recortes, chaves e encaixes.

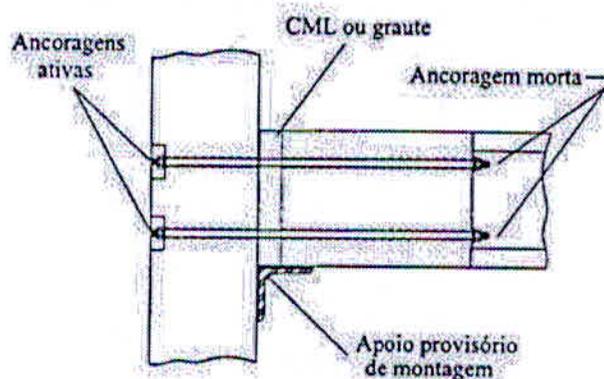


Fonte: El Debs, 2000.

#### 2.4.2.2.3 Cabos de protensão

Quando requer-se uma eficiente solidarização entre os elementos pré-fabricados, emprega-se a protensão por cabos (Figura 65). Neste caso necessita-se, além do trabalho de protensão no local, o endurecimento do concreto para a colocação de outro moldado in loco ou argamassa, na região da ligação.

Figura 64 - Recurso nas ligações: cabos de protensão.

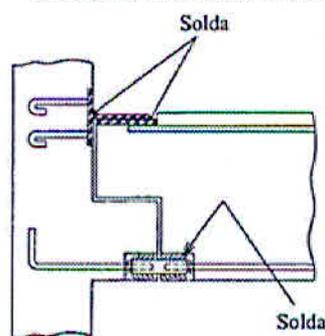


Fonte: El Debs, 2000.

#### 2.4.2.2.4 Conectores metálicos, solda e parafusos

Neste caso se utilizam elementos metálicos (insertos), que são fixados nas faces externas dos elementos pré-fabricados e ligados à armadura principal por solda (Figura 66). Sendo assim, existem casos em que se recorrem às ligações usuais em estruturas metálicas, utilizando-se de parafusos e soldas. Quando se utiliza a solda, devem ser tomadas as devidas precauções com relação à redução da resistência e prejuízo na aderência da barra com o concreto junto à solda.

Figura 65 - Recurso nas ligações: conectores metálicos e solda.



Fonte: El Debs, 2000.

#### 2.4.2.2.5 Apoios de elastômero

São os apoios de policloloropreno, chamados de neoprene, que são colocados para promoverem uma distribuição mais uniforme das tensões de contato no apoio entre elementos, como também para possibilitar deslocamentos horizontais e rotações nos apoios, conforme Figura 67.

Figura 66 - Recurso nas ligações: apoios de elastômero

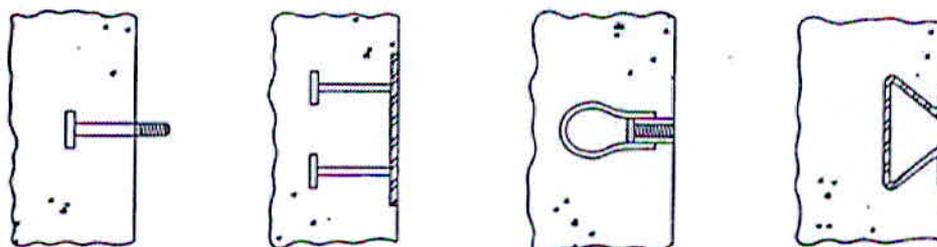


Fonte: El Debs, 2000.

#### 2.4.2.2.6 Dispositivos metálicos

São dispositivos colocados nos elementos pré-fabricados para diversas situações, sendo algumas delas a fixação de outros elementos metálicos, a emenda de barras e dispositivos de içamento, conforme Figura 68.

Figura 67 - Recurso nas ligações: dispositivos metálicos.

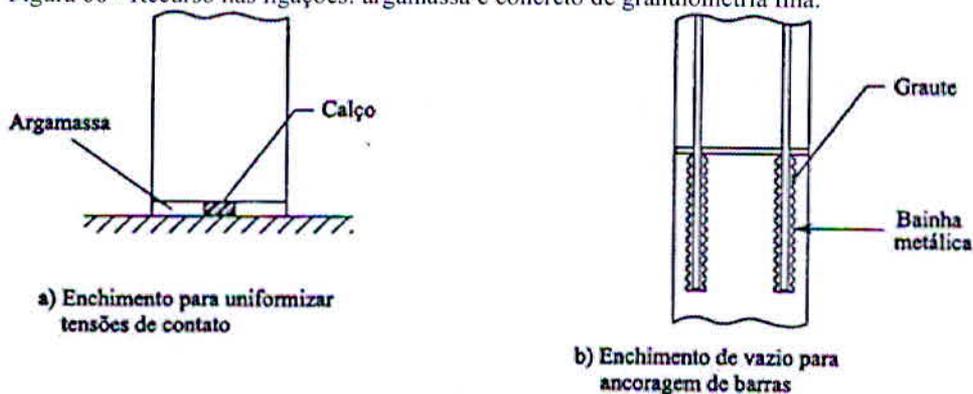


Fonte: El Debs, 2000.

#### 2.4.2.2.7 Argamassa e concreto de granulometria fina

São utilizados estes artifícios para uniformizar as tensões de contato dos elementos (Figura 69.a) ou para preencher espaços (Figura 69.b). Podem se dar em consistência fluida, como o graute, ou não.

Figura 68 - Recurso nas ligações: argamassa e concreto de granulometria fina.



Fonte: El Debs, 2000.

#### 2.4.2.3 Tipologia das ligações

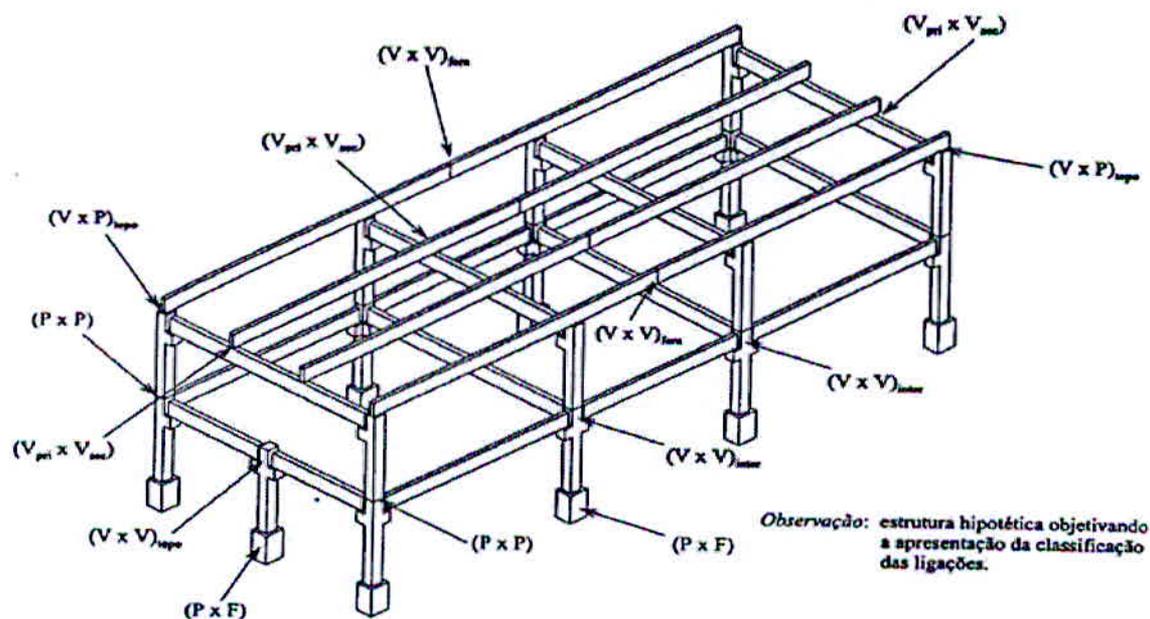
Quanto a tipologia das ligações, El Debs (2000) divide-as em dois grupos, sendo o primeiro as ligações em elementos tipo barra (pilares e vigas) e o segundo as ligações em elementos tipo folha (lajes e paredes), restando ainda algumas ligações entre elementos não estruturais e a estrutura principal, que serão descritas de forma resumida.

### 2.4.2.3.1 Ligações em elementos tipo barra

De forma geral, as ligações entre elementos tipo barra podem ser agrupadas conforme mostrado na Figura 70.

Figura 69 - Classificação das ligações entre elemento tipo barra.

LIGAÇÕES EM ELEMENTOS TIPO BARRA		
Grupo 1	pilar x fundação (P x F)	
	pilar x pilar (P x P)	
Grupo 2	viga x pilar em ponto intermediário do pilar ( $V \times P$ ) <sub>inter</sub>	
	viga x pilar no topo do pilar ( $V \times P$ ) <sub>supr</sub>	
	viga x viga em ponto intermediário do pilar ( $V \times V$ ) <sub>inter</sub>	
	viga x viga sobre o topo do pilar ( $V \times V$ ) <sub>supr</sub>	
Grupo 3	viga x viga fora do pilar ( $V \times V$ ) <sub>fora</sub>	
	viga principal x viga secundária ( $V_{pr}$ x $V_{sec}$ )	



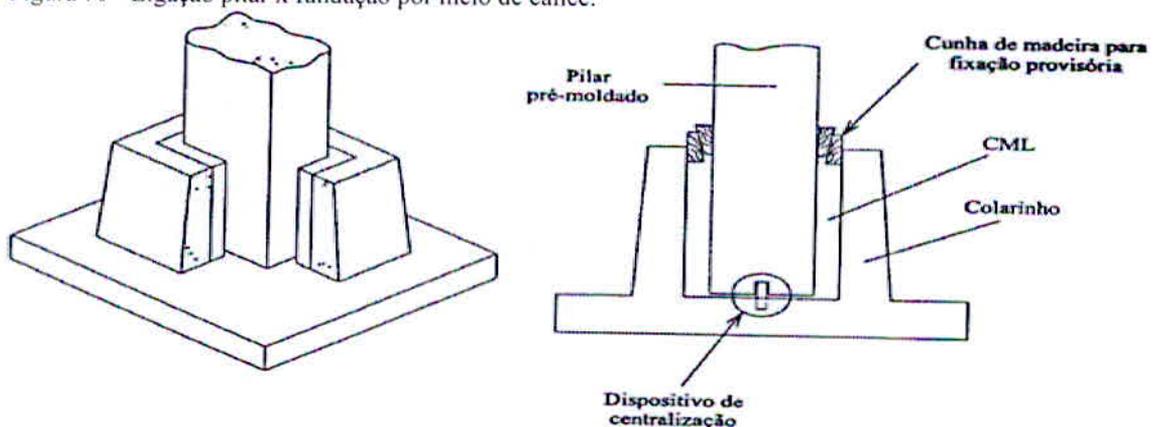
Fonte: El Debs, 2000.

#### a) Ligações pilar x fundação

Estes tipos de ligações são projetados para transmitir momentos fletores e podem ser divididos, de forma geral, nos quatro descritos abaixo:

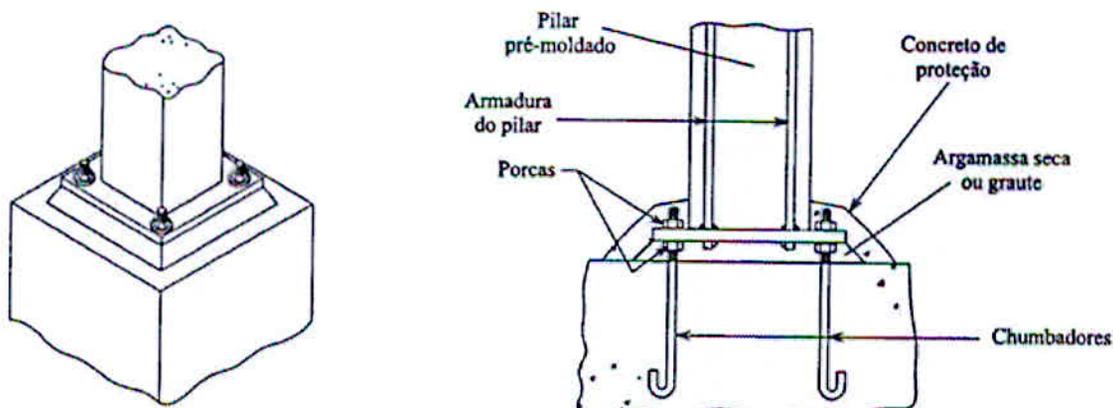
- Por meio de cálice (Figura 71): é feita com a conformação do elemento de fundação, possibilitando o encaixe do pilar, sendo o espaço vazio preenchido por graute, posteriormente. É de fácil montagem, ajuste e transmite bem os momentos fletores. É o tipo de ligação mais utilizado no país;
- Por meio de chapa de base (Figura 72): é feita pela união da chapa à armadura principal do pilar, e utilização de chumbadores, porcas e argamassa de enchimento. Apresenta facilidade na montagem, ajustes e transmite bem os momentos fletores, quando as chapas são de dimensões maiores que a seção transversal do pilar;
- Por emenda por graute e bainha (Figura 73): é feita pelo encaixe da armadura do pilar ou da fundação, que neste caso é projetada para fora do elemento, a bainha do elemento adjacente. Os espaços vazios da bainha e entre os elementos são preenchidos por graute. Este tipo de ligação transmite bem os momentos fletores, porém necessita de escoramentos provisórios e dificuldade de ajuste nos desvios;
- Por emenda de armaduras salientes (Figura 74): é feita pela emenda (solda ou acopladores) das armaduras salientes do pilar e da fundação, com uma posterior concretagem. Com este tipo de ligação estaria se reproduzindo a situação usual das estruturas de concreto moldado in loco. Porém esta ligação apresenta dificuldade na montagem e seu emprego é limitado

Figura 70 - Ligação pilar x fundação por meio de cálice.



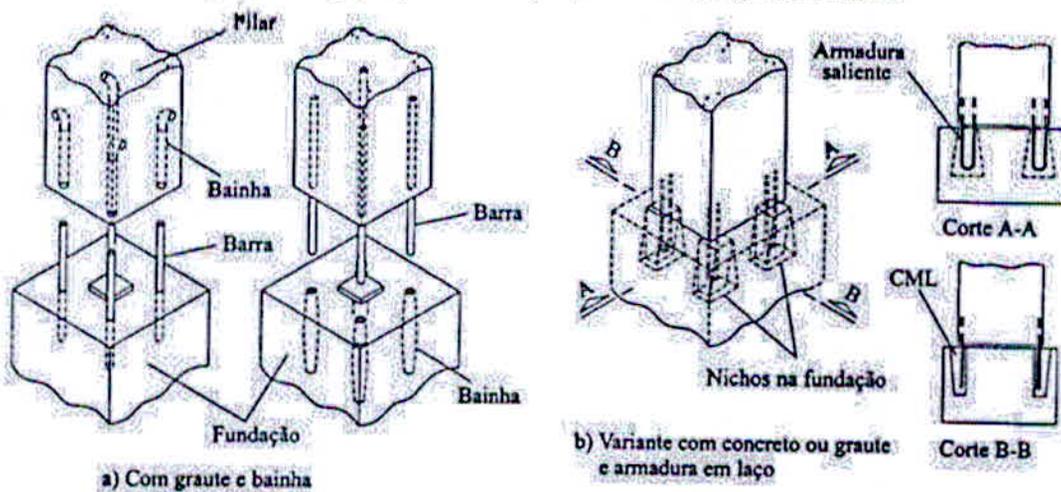
Fonte: El Debs, 2000.

Figura 71 - Ligação pilar x fundação por meio de chapa de base.



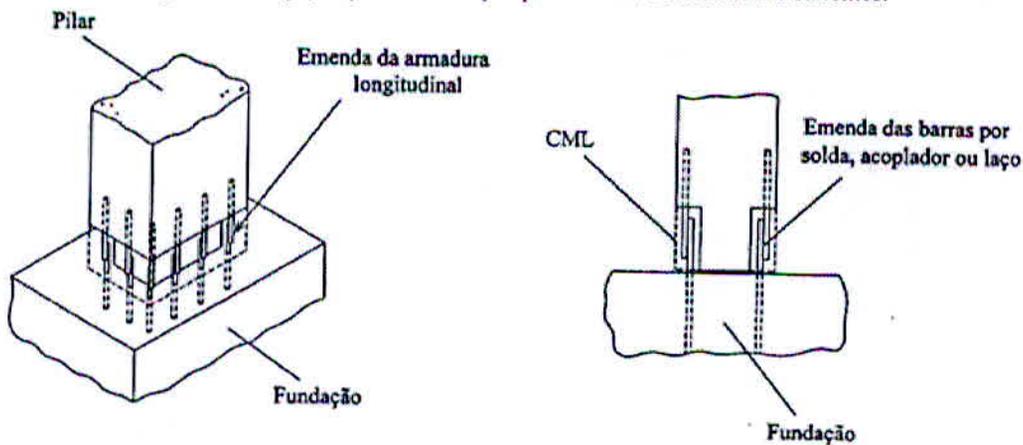
Fonte: El Debs, 2000.

Figura 72 - Ligação pilar x fundação por emenda por graute e bainha.



Fonte: El Debs, 2000.

Figura 73 - Ligação pilar x fundação por emenda de armaduras salientes.



Fonte: El Debs, 2000.

b) Ligações pilar x pilar

As ligações pilar x pilar são empregadas geralmente em edificações de grande altura, pois apresentam dificuldades no posicionamento e prumo dos elementos.

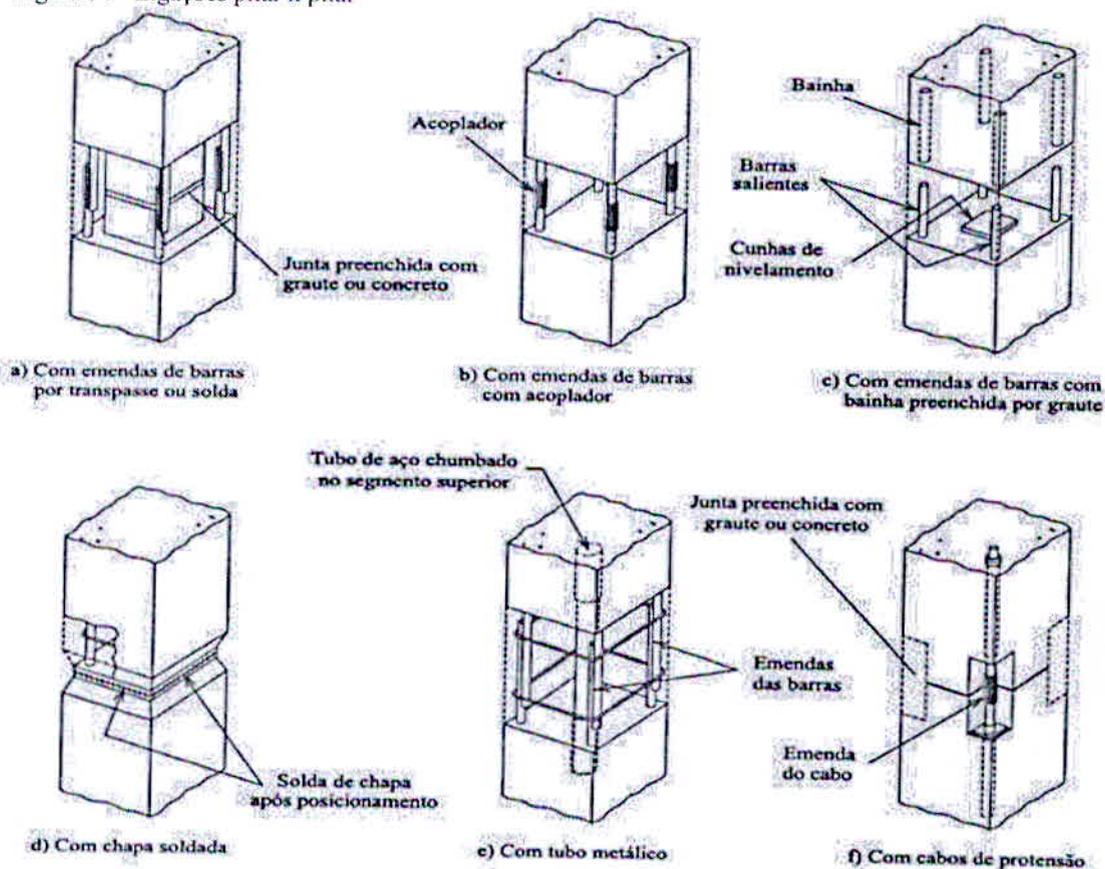
Podem ser executadas com a emenda das barras da armadura do pilar (Figura 75.a,b,c), com chapas ou conectores metálicos e solda (Figura 75.d), com tubos metálicos (Figura 75.e) ou com cabos de protensão (Figura 75.f).

As características das ligações citadas acima seguem de maneira geral os mesmos princípios das ligações pilar x fundação, merecendo destaque a ligação por conectores metálicos e solda e a ligação por tubos metálicos.

A primeira apresenta resistência logo após a realização da solda, minimizando os cimbramentos provisórios. Cabe lembrar que a utilização da solda pode ser alterada pelo uso de parafusos, eliminando-se assim a não possibilidade de ajustes.

A segunda tem como característica a facilitação do posicionamento e prumo do pilar, utilizando-se do próprio topo de um como fôrma para o outro, com o tubo metálico posicionado, sendo a ligação completada pela emenda das barras e concretagem.

Figura 74 - Ligações pilar x pilar



Fonte: El Debs, 2000.

c) Ligações viga x pilar e viga x viga junto ao pilar

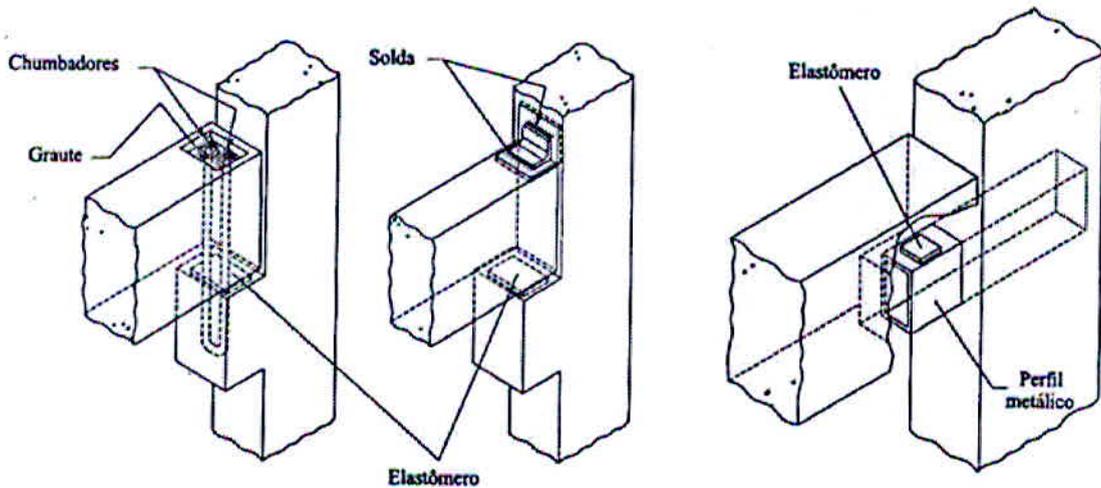
Enquadram-se aí as ligações viga x pilar, em ponto intermediário e no topo do pilar, ligações viga x viga, em ponto intermediário e sobre o topo do pilar (Grupo 2), podendo elas serem rígidas ou articuladas.

Nas articuladas (Figura 76) são utilizados chumbadores ou à chapa metálica soldada no topo para promover a segurança à estabilidade lateral da viga.

Como nas ligações rígidas são previstas as transmissões de momentos fletores, recorre-se a conectores metálicos e solda (Figura 77), a emenda das armaduras da viga e do pilar (Figura 78) e a cabos de protensão (Figura 79).

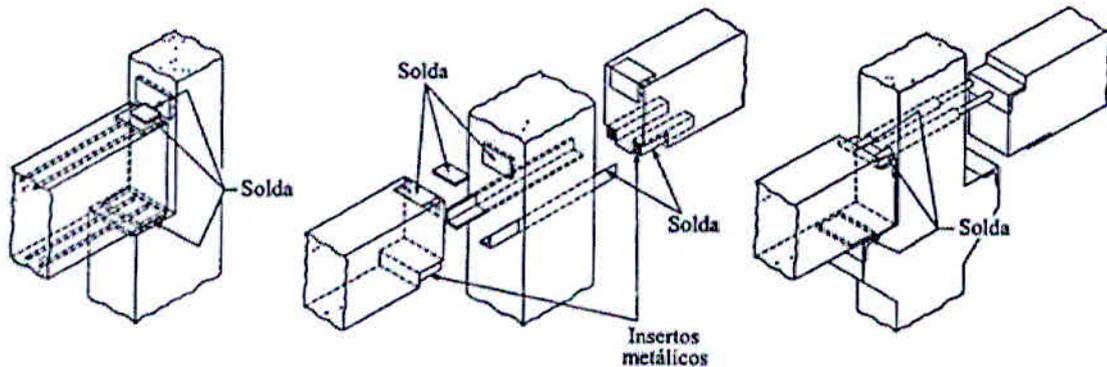
Em outros casos, como de viga x viga sobre pilar, em que se tem a intenção de estabelecer continuidade estrutural com a transmissão de momentos fletores, utilizam-se de artifícios como os vistos na Figura 80.

Figura 75 - Ligações viga x pilar articuladas



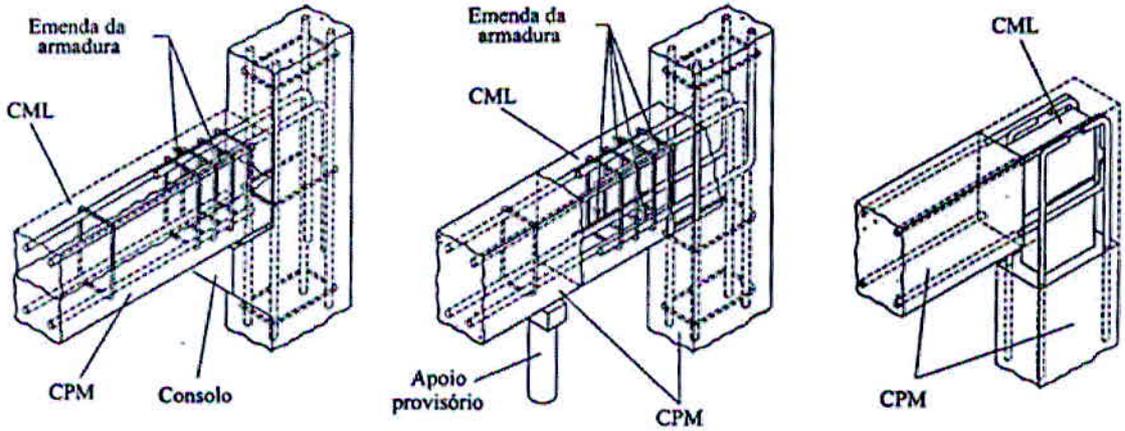
Fonte: El Debs, 2000.

Figura 76 - Ligações viga x pilar rígidas com solda



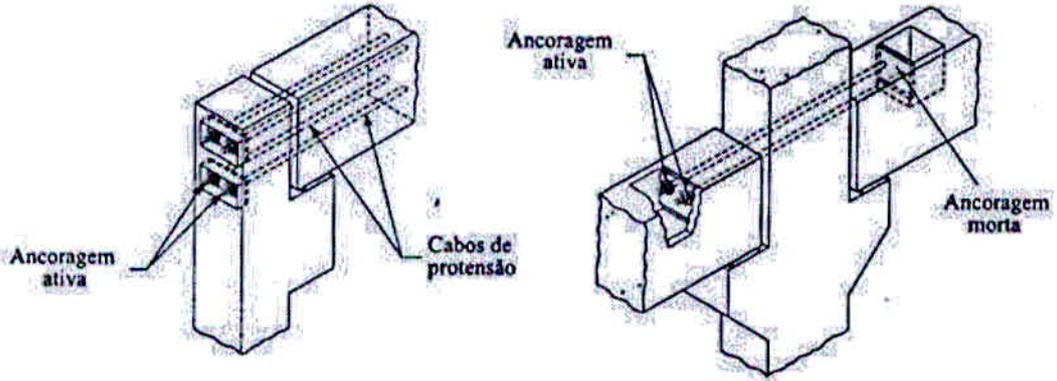
Fonte: El Debs, 2000.

Figura 77 - Ligações viga x pilar rígidas com emenda da armadura e concreto moldado in loco (CML)



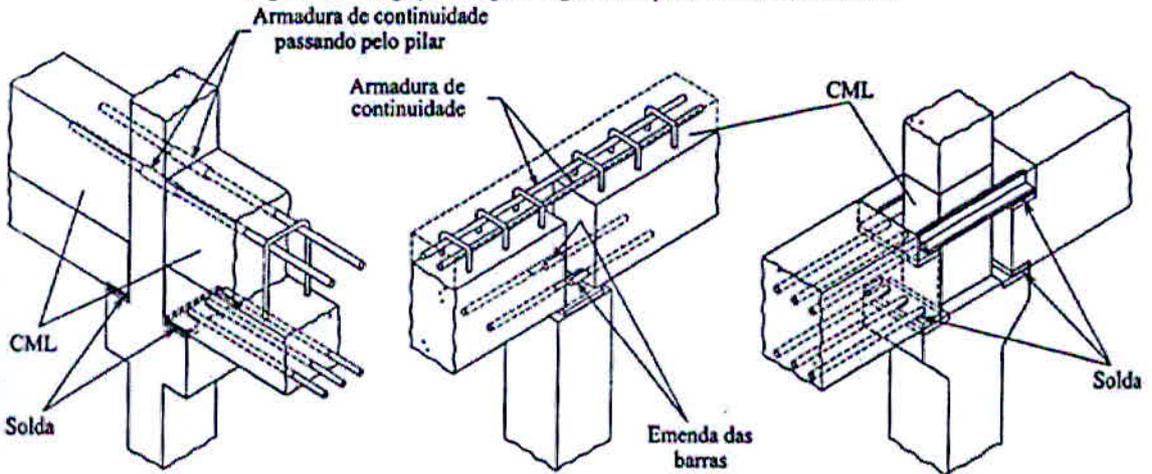
Fonte: El Debs, 2000.

Figura 78 - Ligações viga x pilar rígidas com cabos de protensão.



Fonte: El Debs, 2000.

Figura 79 - Ligações viga x viga sobre pilar com continuidade.



Fonte: El Debs, 2000.

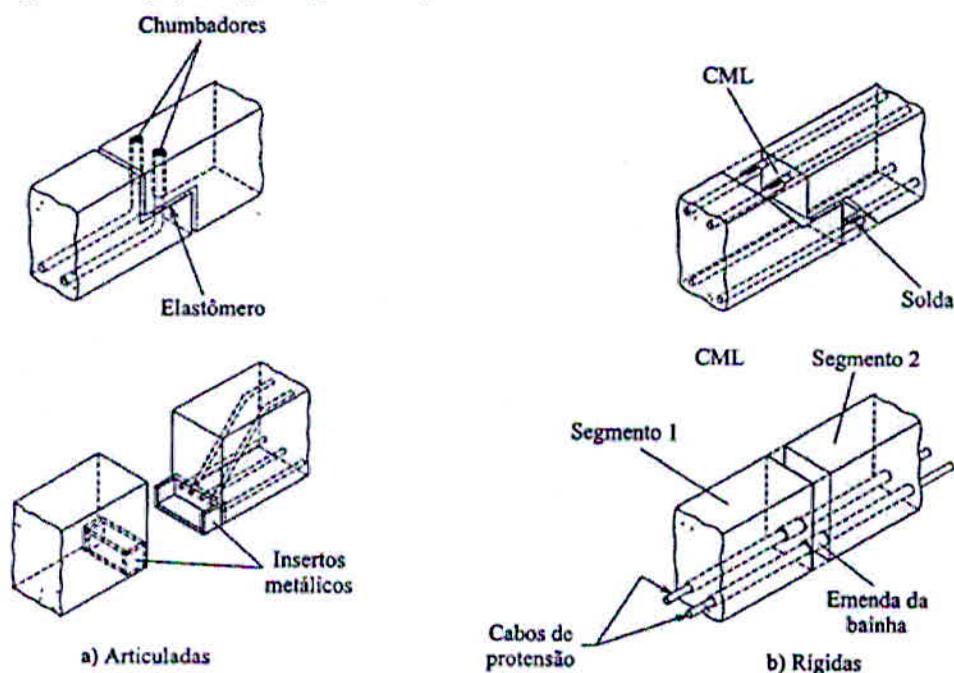
#### d) Ligações viga x viga fora do pilar

Subdividem-se em articuladas e rígidas.

Nas articuladas procura-se aplicar próximo ao ponto de momento nulo da estrutura monolítica correspondente, conforme Figura 81.a.

As rígidas (Figura 81.b) são utilizadas com menor frequência em casos como o de pontes com balanços sucessivos. Neste caso são empregadas as juntas conjugadas coladas, em que as partes da ligação são moldadas utilizando a parte adjacente como fôrma, depois se aplica cola ou argamassa entre os elementos, com uma posterior protensão.

Figura 80 - Ligações viga x viga fora do pilar.



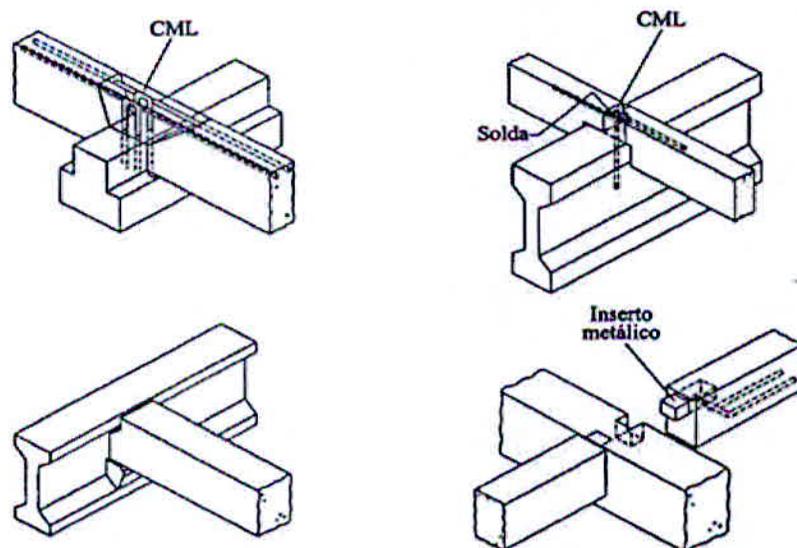
Fonte: El Debs, 2000.

#### e) Ligações viga principal x viga secundária

Estes tipos de ligações ocorrem geralmente em pisos e coberturas e são articulações. Para evitar-se o aumento da altura do piso ou cobertura, recorre-se a recortes nas vigas, como visto na Figura 82.

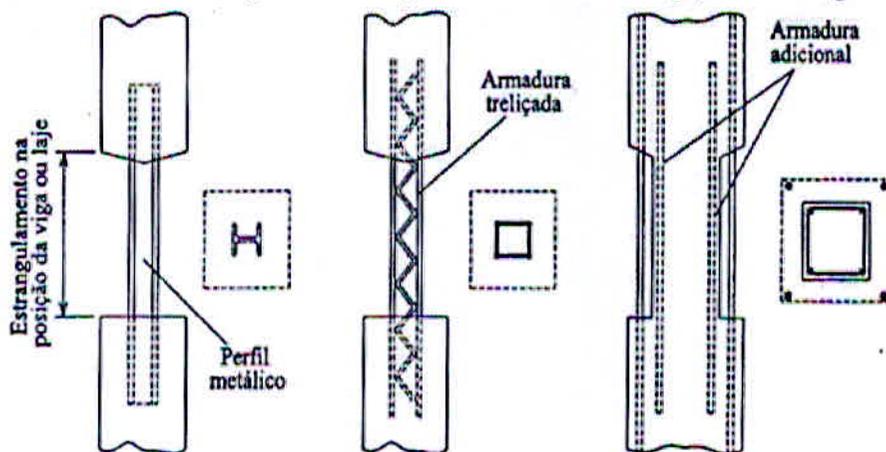
Em casos em que se utiliza a rigidez neste tipo de ligação, com a utilização de estrangulamentos nos pilares, tem-se um comportamento parecido com a da estrutura moldada in loco, como visto na Figura 83.

Figura 81 - Ligações viga principal x viga secundária.



Fonte: El Debs, 2000.

Figura 82 - Formas de estrangulamento dos pilares tendo em vista a ligação com as vigas ou lajes.



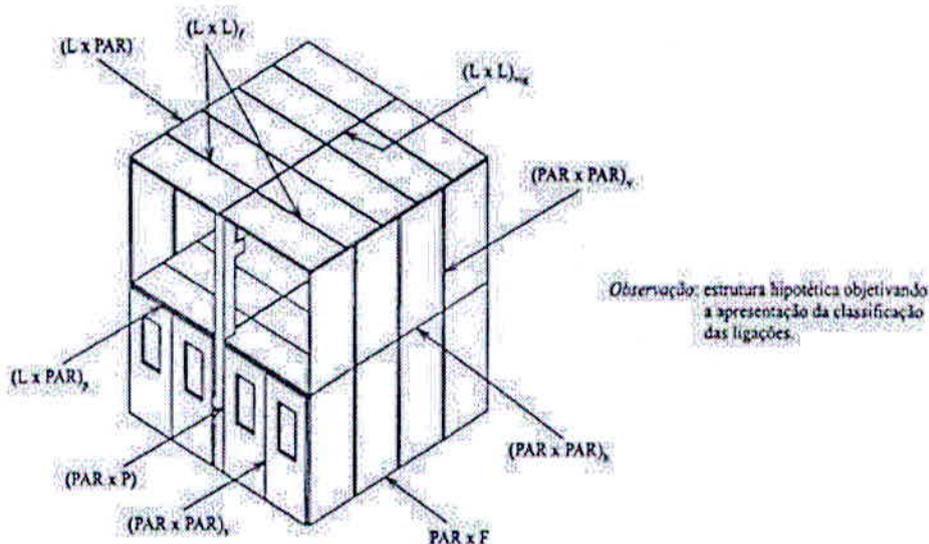
Fonte: El Debs, 2000.

#### 2.4.2.3.2 Ligações em elementos tipo folha

Como dito anteriormente, os elementos tipo folha incluem, de forma geral, as lajes e paredes e as ligações destes estão classificadas conforme a Figura 84, que apresenta também as principais tensões e esforços transmitidos nestas ligações.

Figura 83 - C classificação das ligações em elementos tipo folha.

	Principais tipos de ligações	Principais tensões ou esforços transmitidos
Grupo 1	laje x laje na direção longitudinal dos elementos ( $L \times L$ ) <sub>l</sub>	cisalhamento
	parede x parede na direção vertical ( $PAR \times PAR$ ) <sub>v</sub>	cisalhamento
Grupo 2	laje x parede ( $L \times PAR$ ) <sub>l</sub>	reação de apoio e eventualmente momento fletor
	laje x laje sobre viga ( $L \times L$ ) <sub>lv</sub> ou sobre parede ( $L \times L$ ) <sub>lv</sub>	reação de apoio e eventualmente momento fletor
Grupo 3	parede x parede na direção horizontal ( $PAR \times PAR$ ) <sub>h</sub>	força normal e cisalhamento
	parede x fundação ( $PAR \times F$ ) <sub>v</sub>	força normal e cisalhamento
Outros tipos de ligações		
	laje x parede ( $L \times PAR$ ) <sub>l</sub> ou laje x viga ( $L \times V$ ) <sub>l</sub> na direção paralela ao eixo dos elementos de laje	cisalhamento
	parede x pilar em estrutura de contraventamento ( $PAR \times P$ ) <sub>v</sub>	tensões normais e cisalhamento

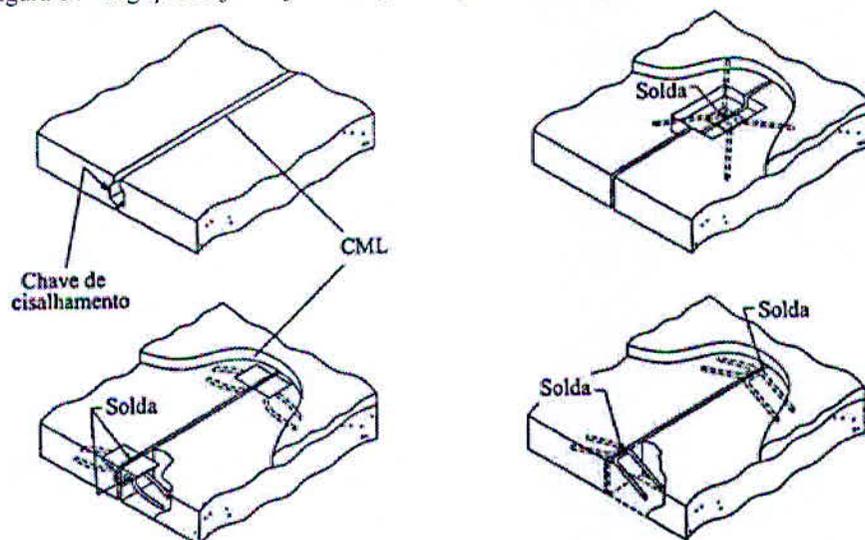


Fonte: El Debs, 2000.

Nas ligações laje x laje, sobre parede ou sobre viga, pode-se ocorrer ou não a transmissão de momentos fletores. No caso da ligação laje x parede, esta característica se repete, com certas particularidades. Já nas ligações laje x laje na direção longitudinal dos elementos e parede x parede na direção vertical, a transmissão de momentos fletores só é prevista em situações específicas, sendo que na primeira existe a possibilidade de se recorrer a uma capa de concreto moldado in loco.

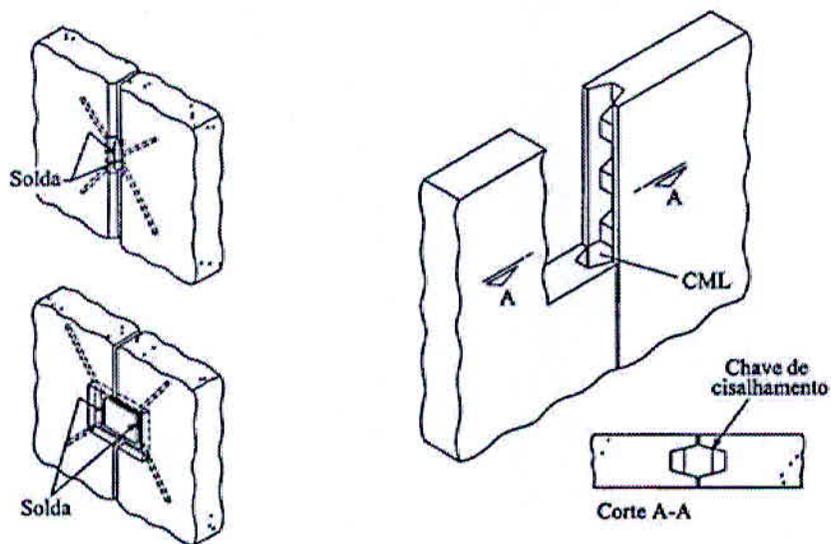
As figuras a seguir (85 à 90) mostram exemplos destas ligações tipo folha.

Figura 84 - Ligações laje x laje na direção longitudinal dos elementos.



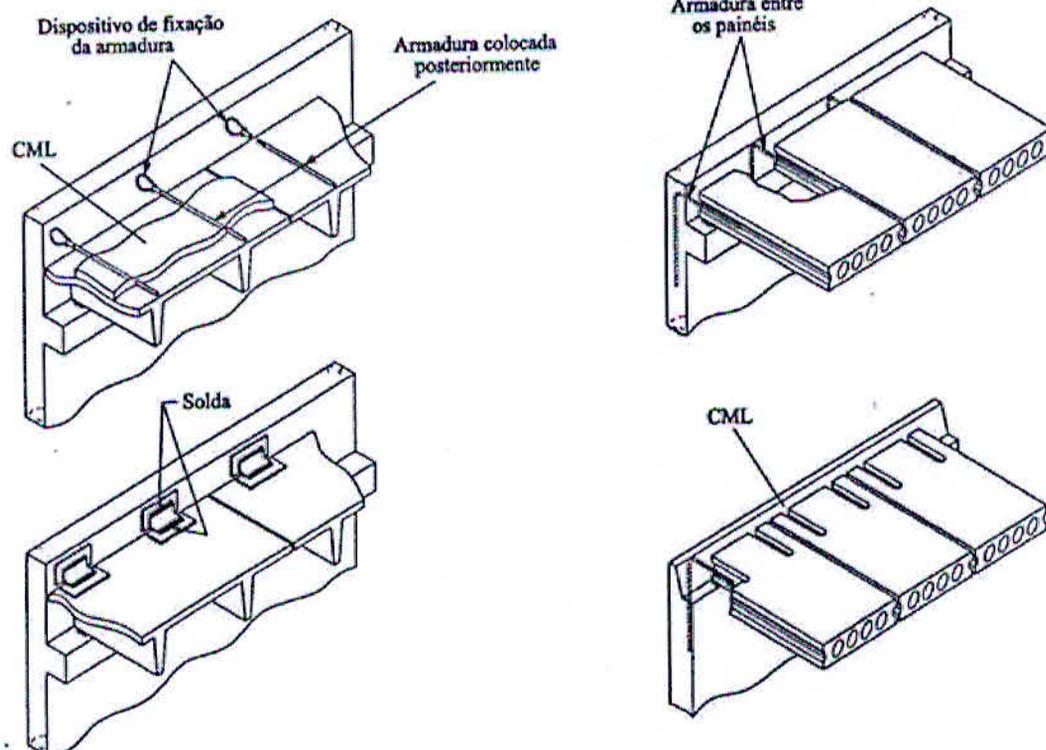
Fonte: El Debs, 2000.

Figura 85 - Ligações parede x parede na direção vertical.



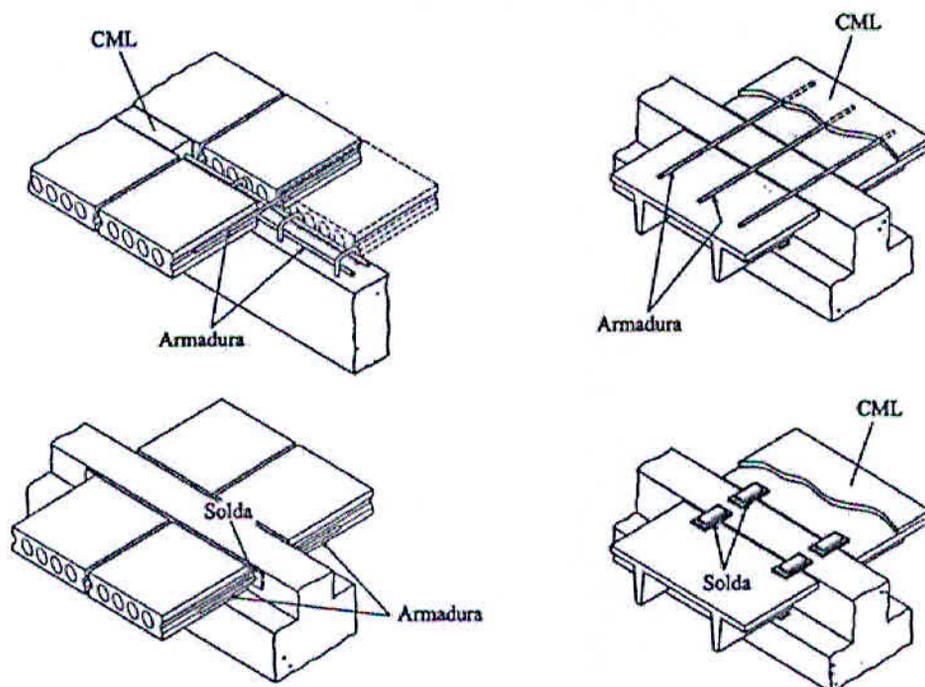
Fonte: El Debs, 2000.

Figura 86 - Ligações laje x parede.



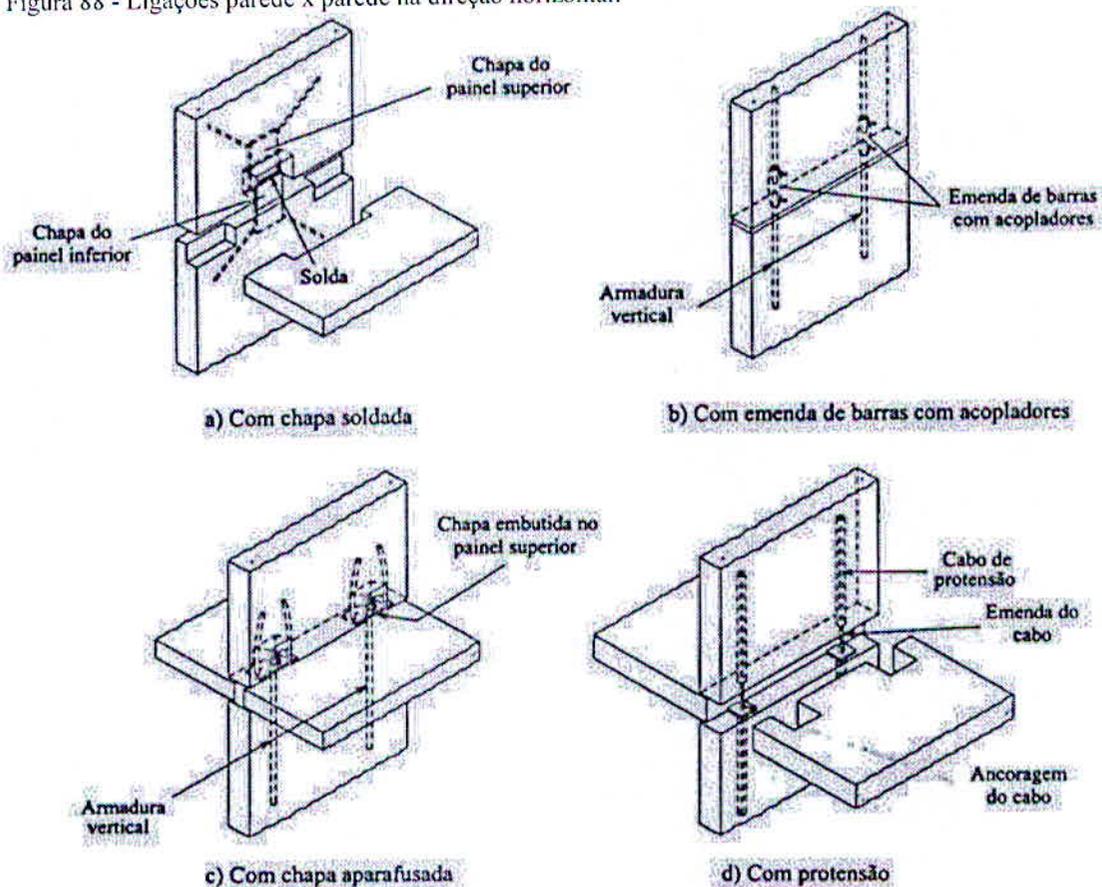
Fonte: El Debs, 2000.

Figura 87 - Ligações laje x laje sobre viga.



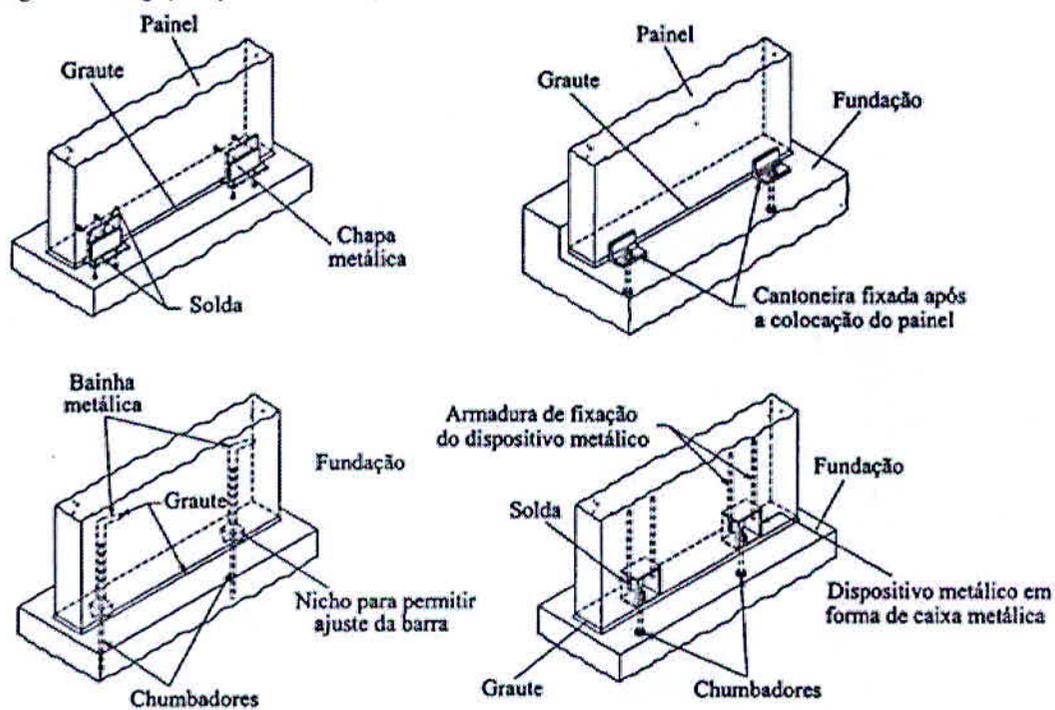
Fonte: El Debs, 2000.

Figura 88 - Ligações parede x parede na direção horizontal.



Fonte: El Debs, 2000.

Figura 89 - Ligações parede x fundação.



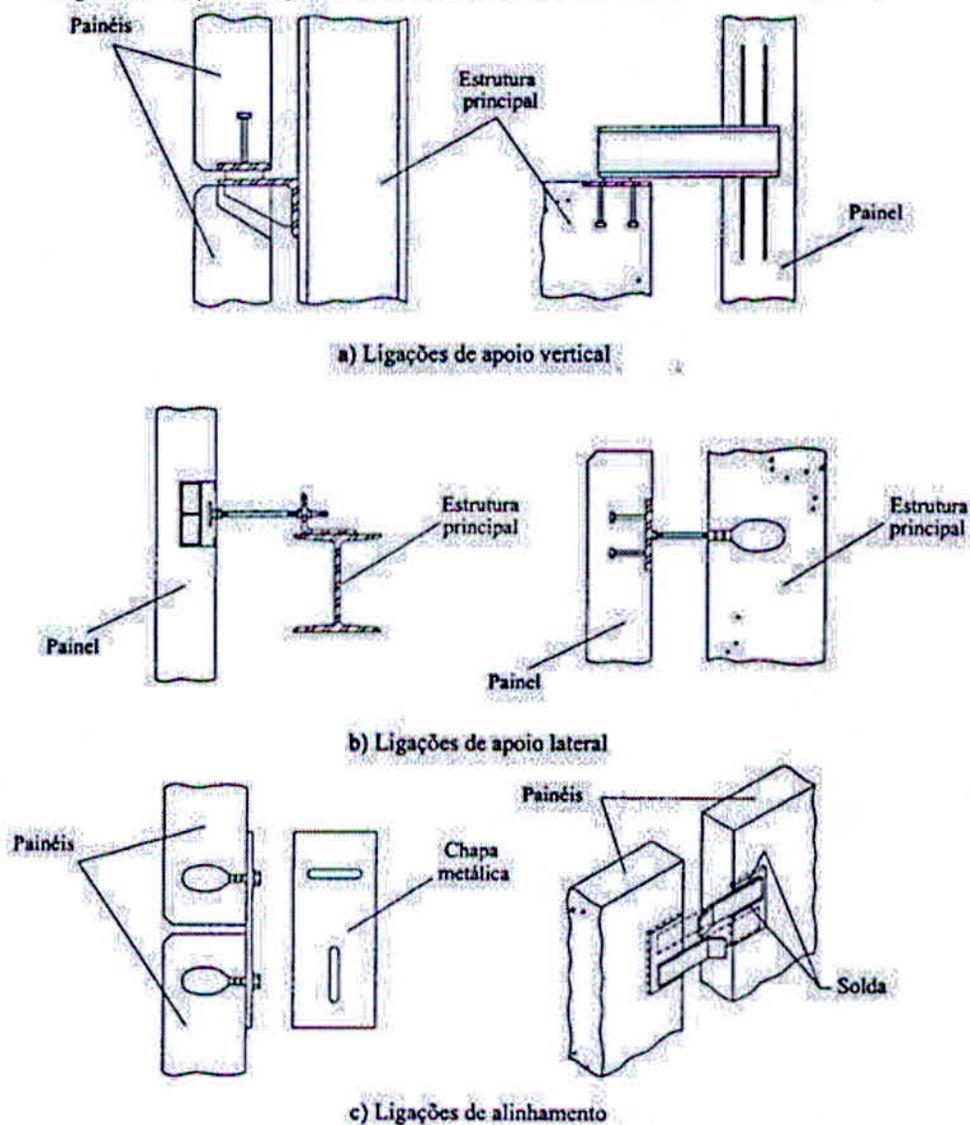
Fonte: El Debs, 2000.

### 2.4.2.3.3 Ligações entre elementos não estruturais e a estrutura principal

Nestes tipos de ligações entre elementos não estruturais, como os painéis de concreto arquitetônico, e a estrutura principal, recorre-se a dispositivos metálicos.

Estas ligações podem ser de apoio vertical (Figura 91.a), em que ocorre a transmissão do peso próprio do elemento para a estrutura principal, permitindo ou não a movimentação horizontal; de apoio lateral (Figura 91.b), em que as ligações transmitem as forças horizontais devido ao vento, permitindo a movimentação no plano do elemento; e de alinhamento (Figura 91.c), em que se impede o deslocamento entre os painéis, sendo o cisalhamento o esforço principal transmitido.

Figura 90 - Tipos de ligações entre elementos não estruturais e a estrutura principal.



Fonte: El Debs, 2000.

### 2.4.3 Projeto das estruturas de concreto pré-fabricado

Para que a concepção de uma estrutura em concreto pré-fabricado seja viável tanto tecnicamente quanto economicamente, deve-se atentar-se para alguns requisitos e recomendações, que serão citados abaixo, como descritos por El Debs (2000).

#### 2.4.3.1 Princípios e recomendações gerais

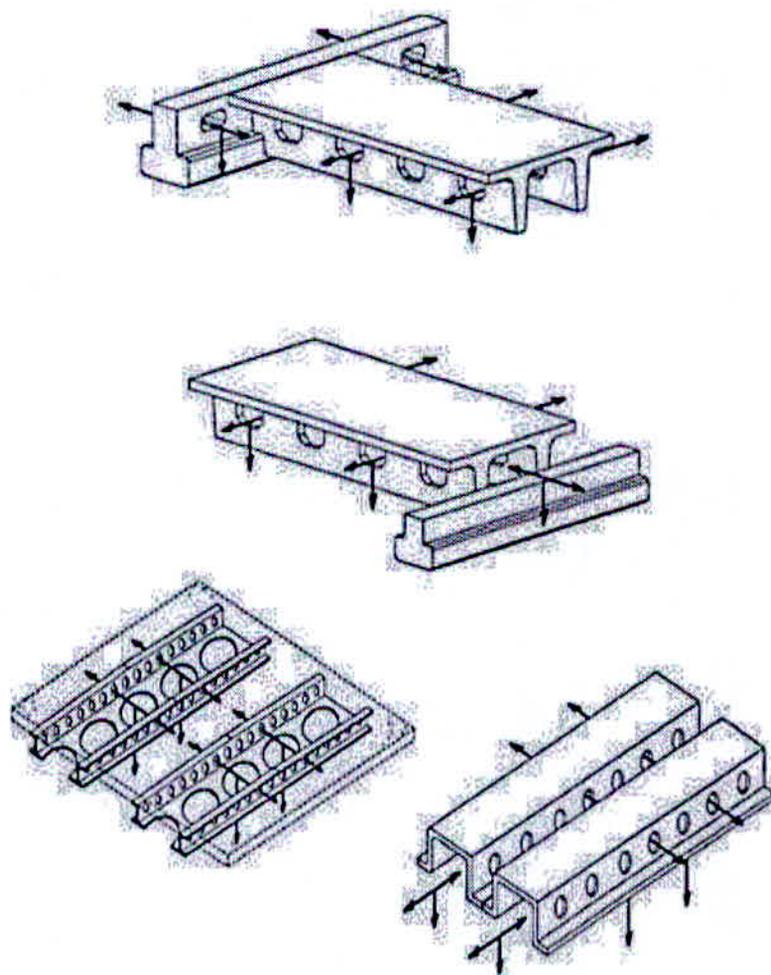
El Debs (2000) diz que as recomendações e princípios gerais norteiam o projeto de estruturas de concreto pré-fabricado e não devem ser encarados como regras. Portanto a não obediência a alguns deles não está diretamente ligada à inviabilidade destes projetos. Tais recomendações, descritas pela fonte citada acima, são apresentadas nos itens abaixo:

- a) Conceber o projeto da obra visando à utilização do concreto pré-fabricado: refere-se na escolha da técnica da pré-fabricação desde o início da projeção da construção, tirando-se assim, mais aproveitamento da potencialidade do concreto pré-fabricado diante de grandes vãos, alturas e cargas de utilização que venham conter esta estrutura;
- b) Resolver as interações da estrutura com outros projetos complementares: refere-se à compatibilidade da estrutura de concreto pré-fabricado com as instalações previstas nos projetos hidrossanitário, elétrico, de águas pluviais, de ar condicionado, dentre outros. (Conforme Figuras 92 e 93);
- c) Minimizar o número de ligações: como foi citado no item correspondente, as ligações são uma das maiores dificuldades das estruturas de concreto pré-fabricado. Desta forma, visa-se uma diminuição da quantidade destas, através da redução da divisão dos elementos, sendo este processo limitado pelo transporte e disponibilidade de equipamento de montagem para elementos de maiores dimensões;
- d) Minimizar o número de tipos de elementos: é um dos pontos importantes da pré-fabricação de elementos de concreto, pois se visa padronizar estes elementos, reduzindo suas variações e facilitando tanto a execução destes, como o processo de montagem final. Para isto, muitas vezes se utiliza um mesmo elemento para mais de

uma função, como é o caso de painéis alveolares, que podem ser utilizados tanto em lajes como em paredes, conforme Figura 94;

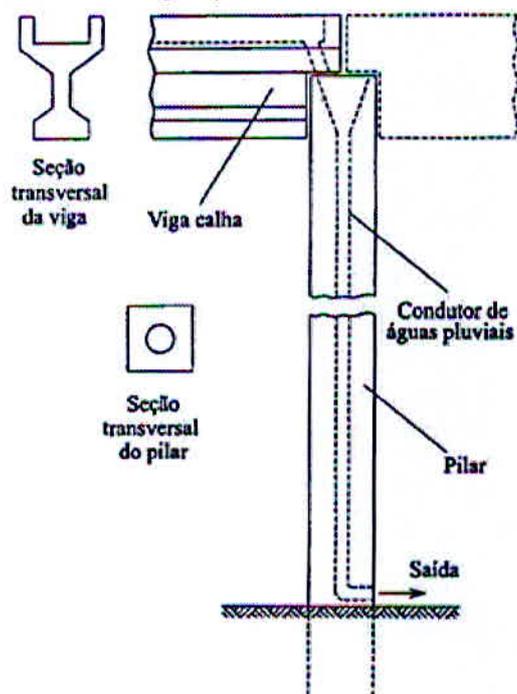
- e) Utilização de elementos de mesma faixa de peso: tem o mesmo princípio do item anterior, mas agora voltado para a montagem final dos elementos na obra, visando utilizar de elementos com a mesma faixa de peso para se racionalizar a utilização de equipamentos de montagem, não necessitando de uma gama destes para diferentes categorias de peso dos elementos.

Figura 91 - Exemplos de estruturas com previsão de passagem de instalações.



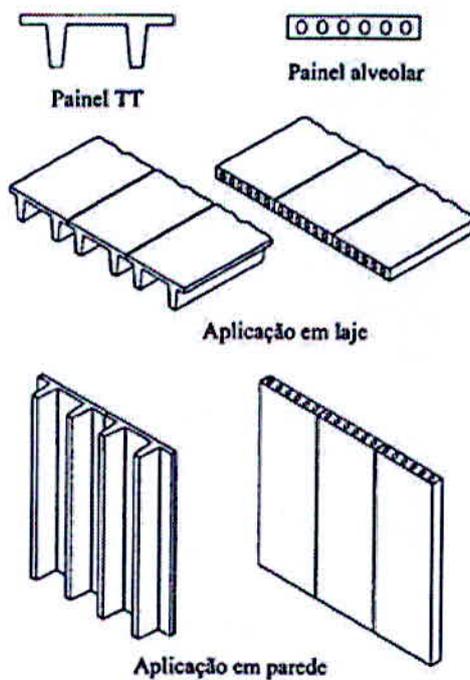
Fonte: El Debs, 2000.

Figura 92 - Utilização de pilar vazado no sistema de escoamento de águas pluviais.



Fonte: El Debs, 2000.

Figura 93 - Exemplos de elementos com mais de uma finalidade.



Fonte: El Debs, 2000.

### 2.4.3.2 Análises estruturais

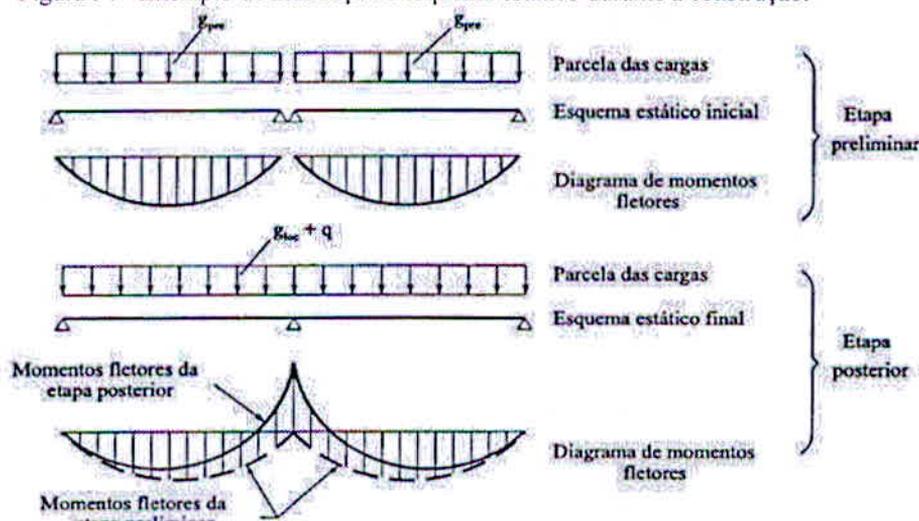
Como em outros sistemas estruturais, o de concreto pré-fabricado visa garantir a rigidez e estabilidade da edificação. Portanto, visam-se aspectos citados por El Debs (2000) e descritos nos itens abaixo:

- a) Comportamento dos elementos isoladamente: este comportamento está intimamente ligado às situações transitórias, como as de transporte e montagem dos elementos. Diante disto, emprega-se um coeficiente que visa majorar a seção transversal dos elementos, para que resistam aos esforços em que estes estarão dispostos nestas fases;
- b) Possíveis mudanças do esquema estático: com os diferentes estágios de montagem dos elementos, as ligações podem ser feitas por etapas. Desta forma, um elemento que antes era apenas apoiado, por exemplo, pode passar a ter um comportamento estrutural contínuo, como a viga da Figura 95;
- c) Análise do comportamento da estrutura pronta: após as ligações terem sido efetivadas, aplicam-se os mesmos procedimentos das estruturas moldadas in loco, como análises considerando o comportamento elástico-linear do material. As ligações são idealizadas com vinculação ideal, mas depois de executadas devem-se simular as deformação nestas, o que distancia o comportamento antes projetado;
- d) Incertezas na transmissão de forças nas ligações: são consequência direta dos desvios da geometria e do posicionamento dos elementos e apoios, de variações volumétricas nos elementos, além da falta de conhecimento do comportamento das ligações. Essas incertezas afetam diretamente a dimensão das ligações e dos elementos, devido a esforços adicionais que estes deverão ser dimensionados, como o momento de torção acidental para os apoios (Figura 96.a), o desvio horizontal para os elementos (Figura 96.b) e a força horizontal mínima no apoio da viga (Figura 96.c), devida a efeitos como a retração, variação de temperatura e fluência do concreto;
- e) Ajustes na introdução de coeficientes de segurança: a ABNT NBR 9062 até sua penúltima publicação, no ano de 2001 era omissa quando a estes coeficientes, sendo então utilizados artifícios da ABNT NBR 6118, que permitiam a redução destes para

peças pré-moldadas executadas em usina com controle rigoroso, em que poder-se-ia considerar o coeficiente de resistência do concreto com sendo  $\gamma_c = 1,3$ , ao invés de 1,4. Caso não seja feito este controle, empregar-se-ia o mesmo valor das moldadas in loco, sendo  $\gamma_c = 1,4$ . Também, segundo El Debs com base em normas espanholas, os coeficientes de ponderação das resistências para elementos pré-fabricados em instalações permanentes podem ser reduzidos a  $\gamma_c = 1,4$  e  $\gamma_s = 1,10$ , contra os valores de 1,5 e 1,15 para os casos gerais. Ainda segundo El Debs, um estudo desenvolvido por Hietanen (1996) com base na Eurocode 2 (1992), diz que é possível uma redução no coeficiente de ponderação das ações permanentes  $\gamma_g$ , devido a um melhor controle de execução e menor variabilidade no processo, passando de  $\gamma_g = 1,35$  (das situações gerais) para  $\gamma_g = 1,20$ , acarretando uma significativa redução nas solicitações de cálculo para o ELU, se o peso próprio for preponderante. A partir da última publicação (2006), a ABNT NBR 9062 adotou os coeficientes citados anteriormente pela ABNT NBR 6118, em que se pode considerar o coeficiente de resistência do concreto e do aço como sendo  $\gamma_c = 1,3$  e  $\gamma_s = 1,1$ , respectivamente, para elementos pré-fabricados;

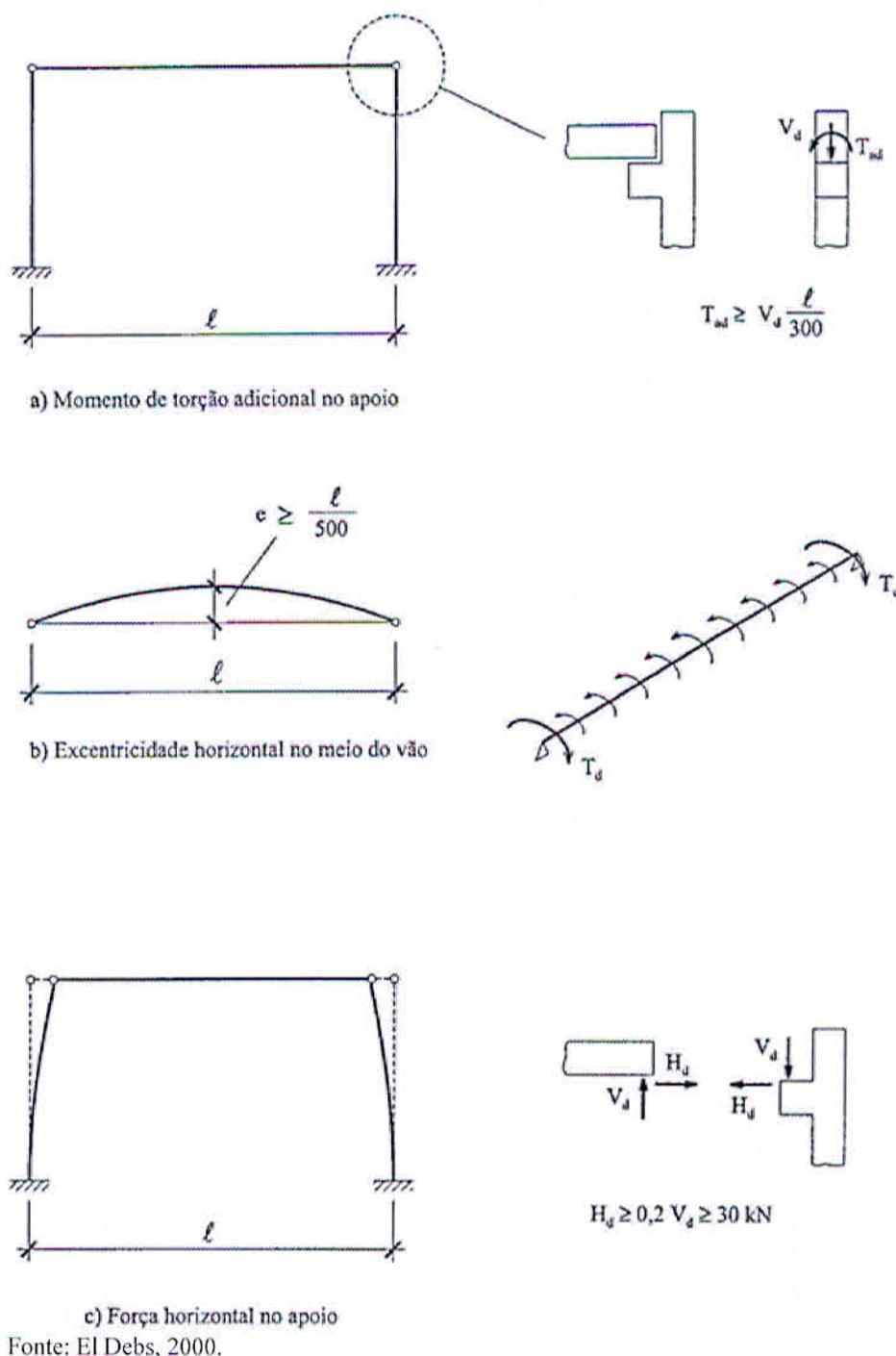
- f) Disposições construtivas específicas: para este caso, utilizam-se as mesmas regras das estruturas de concreto moldado in loco, salvo algumas particularidades citadas no item a seguir.

Figura 94 - Exemplo de mudança de esquema estático durante a construção.



Fonte: El Debs, 2000.

Figura 95 - Solicitações adicionais devido a incertezas na transmissão de forças.



#### 2.4.3.3 Tolerâncias e folgas

Segundo a ABNT NBR 9062:2006, levando-se em conta os desvios na produção, na locação, na verticalidade da obra e na montagem dos elementos, tem-se a necessidade de ser consideradas folgas e tolerâncias nas dimensões dos elementos.

## 2.4.3.3.1 Tolerâncias de fabricação

No que tange às tolerâncias de fabricação, a ABNT NBR 9062:2006 dispõe algumas tolerâncias descritas na Tabela 21 abaixo.

Tabela 18 – Valores de tolerâncias de fabricação para elementos pré-moldados/fabricados.

Grupo de elementos pré-moldados	Seção ou dimensão		Tolerância
Pilares, vigas, pórticos e elementos lineares	Comprimento	$L \leq 5 \text{ m}$	$\pm 10 \text{ mm}$
		$5 \text{ m} < L \leq 10 \text{ m}$	$\pm 15 \text{ mm}$
		$L > 10 \text{ m}$	$\pm 15 \text{ mm}$
	Seção transversal		$- 5 \text{ mm e } + 10 \text{ mm}$
	Distorção		$\pm 5 \text{ mm}$
	Linearidade		$\pm L/1000 \text{ mm}$
Painéis, lajes, escadas e elementos em placa	Comprimento	$L \leq 5 \text{ m}$	$\pm 10 \text{ mm}$
		$5 \text{ m} < L \leq 10 \text{ m}$	$\pm 15 \text{ mm}$
		$L > 10 \text{ m}$	$\pm 20 \text{ mm}$
	Espessura		$- 5 \text{ mm e } + 10 \text{ mm}$
	Planicidade	$L \leq 5 \text{ m}$	$\pm 3 \text{ mm}$
		$L > 5 \text{ m}$	$\pm L/1000 \text{ mm}$
	Distorção	Largura ou altura $\leq 1 \text{ m}$	$\pm 3 \text{ mm cada } 30 \text{ cm}$
		Largura ou altura $> 1 \text{ m}$	$\pm 10 \text{ mm}$
Linearidade		$\pm L/1000 \text{ mm}$	
Telhas e/ou elementos delgados	Comprimento	$L \leq 5 \text{ m}$	$\pm 10 \text{ mm}$
		$5 \text{ m} < L \leq 10 \text{ m}$	$\pm 15 \text{ mm}$
		$L > 10 \text{ m}$	$\pm 20 \text{ mm}$
	Espessura	$e \leq 50 \text{ mm}$	$- 1 \text{ mm e } + 5 \text{ mm}$
		$e > 50 \text{ mm}$	$- 3 \text{ mm e } + 5 \text{ mm}$
	Distorção		$\pm 5 \text{ mm}$
Linearidade		$\pm L/1000 \text{ mm}$	
Estacas	Comprimento		$\pm L/300 \text{ mm}$
	Seção transversal (ou diâmetro)		$\pm 5 \%$
	Espessura da parede para seções vazadas		$\pm 13 / - 6 \text{ mm}$
	Linearidade		$\pm L/1000 \text{ mm}$

Onde: L é o comprimento do elemento pré-moldado/fabricado.

Fonte: ABNT NBR 9062:2006.

Segundo a mesma Norma, também devem ser respeitadas na fabricação tolerâncias como: do posicionamento individual do cabo de protensão, sendo de  $\pm 10 \text{ mm}$ ; do posicionamento do centro resultante da protensão, sendo de  $\pm 5 \text{ mm}$ ; e da locação de insertos concretados na peça, sendo de  $\pm 15 \text{ mm}$ .

#### 2.4.3.3.2 Tolerâncias de montagem

No que tange às tolerâncias de montagem, a ABNT NBR 9062:2006 dispõe as seguintes:

- a) Para montagem em planta:  $\pm 1,0$  cm entre apoios consecutivos, não excedendo o valor acumulado de 0,1% do comprimento da estrutura;
- b) Quanto à verticalidade:  $\pm 1/300$  da altura até o máximo de 2,5 cm;
- c) Em relação ao nível dos apoios:  $\pm 1,0$  cm, não excedendo ao valor acumulado de 3,0 cm, exceto para caminhos de rolamento, que este valor é 2,0 cm;
- d) Em planta e elevação para montagem de pilares:  $\pm 1,0$  cm;
- e) Em planta para montagem de blocos pré-moldados sobre a fundação :  $\pm 5,0$  cm;
- f) Para montagem de elementos que tenham contorno justaposto a um contorno semelhante, a tolerância de justaposição é de  $\pm 2,0$  cm.

Ainda com relação às tolerâncias, mas envolvendo posicionamento de armadura e de placas de apoio, El Debs (2000) dispõe a Tabela 22 abaixo, adaptada do manual do PCI (Precast/Prestressed Concrete Institute, 1992).

Tabela 19 – Valores de tolerâncias indicados no manual do PCI (Adaptado).

**TOLERÂNCIAS DE EXECUÇÃO<sup>1</sup>**

Tolerância	Produto
Comprimento <sup>2</sup> ±12 mm ±20 mm ±25 mm	6,7,8,9,13
	3,5
	1,2,4,11,12
Largura <sup>2</sup> ±6 mm +10/-6 mm ±10 mm	1,2,3,5,6,7,8,9,12
	4
	11,13
Altura +6/-3 mm ±6 mm +12/-6 mm ±10 mm ±12 mm	10
	1,2,3,5,6,7,8,9,12
	4
	11
	13
Espessura da mesa +6/-3 mm ±6 mm	1,2,8,10,12
	3,4,13
Espessura da alma ±3 mm ±6 mm +10/-6 mm ±10 mm	1,8,10,12
	2,3
	4
	5
Posição dos cabos de protensão ±6 mm ±3 mm	1,2,3,4,5,6,8,9,11,12
	10
Variação do valor estimado da flecha ±6 mm por 3,05 m max 20 mm ±3 mm por 3,05 m max 25 mm max 20 mm max 12 mm	1,2,12
	4
	3
	5
Diferença entre flechas 6 mm por 3,05 m max 20 mm	1,2,5
Posição da placa de apoio ±12 mm ±16 mm	1,2,3,12
	4
1. Ver mais informações em publicações específicas do PCI. 2. Existem valores específicos mais restritos para elementos de concreto arquitetônico.	

Fonte: El Debs, 2000.

**PRODUTO**

1. Painel TT
2. Painel T
3. Viga de seção retangular ou L de edifício
4. Viga de seção I
5. Viga de seção caixa
6. Pilar
7. Painel alveolar
8. Painel nervurado
9. Painel sanduíche
10. Painel arquitetônico
11. Estaca
12. Viga secundária
13. Degrau

**TOLERÂNCIA DE MONTAGEM**

Situação	Tolerância
Variação de locação no plano	12 mm
Diferenças de posição relativa de pilares, em qualquer nível	12 mm
Variação de verticalidade	6 mm a cada 3,05 m de altura, com 25 mm no máximo
Variação de elevação da superfície de apoio	±12 mm
Variação do comprimento de apoio	±20 mm
Variação da largura de apoio	±12 mm
Variação do alinhamento em extremidade com cruaite	12 mm no máximo

## 2.4.3.4 Cobrimento da armadura

O cobrimento da armadura tem como objetivo a proteção da própria armadura e a garantia da transferência adequada de tensões da armadura para o concreto. Quanto à proteção da armadura, ela pode ser dividida em física, que trata de danos devidos a choques e ações térmicas, como químicas, como a corrosão.

A ABNT NBR 6118:2014 diz que para garantir-se o cobrimento mínimo ( $c_{min}$ ), tanto o projeto quanto a execução devem considerar o cobrimento nominal ( $c_{nom}$ ), que se dá pela soma do cobrimento mínimo com a tolerância de execução ( $\Delta c$ ), sendo que as armaduras e

espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, que pelos motivos citados acima estão diretamente ligados com a classe de agressividade ambiental do meio em que a estrutura se encontra, conforme a Tabela 23 abaixo, que considera  $\Delta c=10$  mm, pois é o valor usual para obras correntes.

Tabela 20 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para  $\Delta c= 10$  mm.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV <sup>c</sup>
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje <sup>b</sup>	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo <sup>d</sup>	30		40	50
Concreto protendido <sup>a</sup>	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

<sup>a</sup> Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.  
<sup>b</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5 da ABNT NBR 6118:2014, respeitando um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.  
<sup>c</sup> Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.  
<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo juntos aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Segundo a ABNT NBR 9062:2006, para elementos pré-moldados, podem-se adotar os valores da Tabela 17 acima, utilizando  $\Delta c=5$  mm. No caso das pré-fabricadas, os cobrimentos mínimos devem ser dispostos por ensaios que comprovam o desempenho da durabilidade do concreto. Na falta destes ensaios e desde que se utilize concreto com  $f_{ck} \geq 40$  MPa e relação água/cimento  $\leq 0,45$ , adota-se os valores da Tabela 23, podendo ainda o cobrimento nominal ser reduzido em mais 5 mm, desde que atendam os valores mínimos descritos abaixo:

- Lajes em concreto armado  $\geq 15$  mm;
- Demais peças em concreto armado (Vigas/Pilares/Armaduras de protensão fora da região de contato)  $\geq 20$  mm;

- c) Peças em concreto protendido (fios e cabos de protensão, estribos e outras armaduras na área de contato com as bainhas ou a própria armadura ativa)  $\geq 25$  mm;
- d) Peças delgadas protendidas (telhas/nervuras sem ensaios e revestimentos posteriores somente podem ser utilizadas nas CAA I e II)  $\geq 15$  mm;
- e) Lajes alveolares protendidas  $\geq 20$  mm.

El Debs descreve os valores de cobrimentos nominais, baseado na norma alemã DIN-1045:1978, através da Tabela 24 abaixo, que foi incluída neste trabalho para fim de melhor comparação entre os métodos em concreto pré-fabricado (moldado sob condições de usina) e moldado in loco.

Tabela 21 – Valores de cobrimento nominais da alemã DIN-1045:1978 (Adaptada).

Natureza da exposição	Cobrimento nominal <sup>1</sup> em mm																
	$f_{ck} \geq 15^1$		$f_{ck} \geq 25^1$		$f_{ck} \geq 35^1$												
	Concreto moldado no local		Concreto pré-moldado		Pré-moldado sob condições de usina												
	Em geral	Componentes planos <sup>2</sup>	Em geral	Componentes planos <sup>2</sup>													
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Locais internos, salas, cozinhas, banheiros, escritórios, escolas, hospitais, lojas etc.</li> <li>• Locais permanentemente sob água ou permanentemente secos.</li> <li>• Cobertura com espelho de água permanente.</li> </ul>	$\geq 20$	$\geq 15$	$\geq 15$	$\geq 10$	$\geq 10$												
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Locais externos ou locais de acesso fácil do ar externo.</li> </ul>	$\geq 25$	$\geq 20$	$\geq 20$	$\geq 15$	$\geq 15$												
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Locais internos com alta umidade relativa, cozinhas industriais, lavanderias, partes inferiores de piscinas etc.</li> <li>• Locais sujeitos à molhagem e à secagem alternadas com risco de condensação, ou locais com agentes agressivos.</li> </ul>	$\geq 30$	$\geq 25$	$\geq 25$	$\geq 20$	$\geq 20$												
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Locais com gases agressivos, congelamento e degelo, forte ação agressiva etc.</li> </ul>	$\geq 40$	$\geq 35$	$\geq 35$	$\geq 30$	$\geq 30$												
1. Resistência em MPa medidas em corpos-de-prova cúbicos. 2. Parede-cortina, painéis de laje etc. 3. Cobrimento mínimo de referência, devendo atender ainda aos seguintes valores: <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <thead> <tr> <th>Diâmetro de barra em mm</th> <th>Cobrimento em mm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>&lt; 12</td> <td><math>\geq 10</math></td> </tr> <tr> <td>14-16-18</td> <td><math>\geq 15</math></td> </tr> <tr> <td>20-22</td> <td><math>\geq 20</math></td> </tr> <tr> <td>25-28</td> <td><math>\geq 25</math></td> </tr> <tr> <td>&gt; 28</td> <td><math>\geq 30</math></td> </tr> </tbody> </table>	Diâmetro de barra em mm	Cobrimento em mm	< 12	$\geq 10$	14-16-18	$\geq 15$	20-22	$\geq 20$	25-28	$\geq 25$	> 28	$\geq 30$	<ul style="list-style-type: none"> <li>⇒ Em peças especiais de concreto pré-moldado para interiores, pode ser reduzido para um mínimo de 10 mm.</li> <li>⇒ Aumentar em 5 mm quando a dimensão máxima característica do agregado graúdo for maior que 32 mm.</li> <li>⇒ Aumentar em 5 mm quando há risco de danos por ação mecânica.</li> <li>⇒ Considerar ação do fogo de acordo com DIN-4102.</li> <li>⇒ Relação água/cimento &lt; 0,65 para cimentos Z-25 (-CP-I 25) e &lt; 0,75 para cimentos Z-35 (-CP-I 32).</li> <li>⇒ Consultar especialistas no caso de ambientes agressivos, cloretos, revestimentos protetores etc.</li> </ul>				
Diâmetro de barra em mm	Cobrimento em mm																
< 12	$\geq 10$																
14-16-18	$\geq 15$																
20-22	$\geq 20$																
25-28	$\geq 25$																
> 28	$\geq 30$																
<i>Observação:</i> Existe versão mais atual que, em linhas gerais, indica os valores aqui apresentados como valores mínimos.																	

Fonte: El Debs, 2000.

## 2.5 Vantagens concreto pré-fabricado x concreto moldado in loco

Percebe-se que, como citado por El Debs (2000), as maiores diferenças entre as concepções estruturais em concreto armado moldado in loco e o concreto armado pré-fabricado estão ligadas à fase executiva. Portanto esta fase se torna um grande trunfo do concreto armado pré-fabricado, devido às facilidades na produção dos elementos e da diminuição ou até eliminação de fôrmas e cimbramentos na montagem final, sendo que estas geram um aumento significativo quando equiparadas ao custo final da obra, chegando em até 15% em determinados casos. Porém, esta vantagem pode ser diminuída ou até passada para o concreto moldado in loco, devido às ações inerentes ao manuseio dos elementos estruturais desde a desforma até a montagem final. Assim, para obter-se uma visão mais abrangente em termos de comparação não somente da parte executiva, mas também de outras, como a social e a econômica, a fonte citada acima diz que Ordóñez (1974) reúne informações da literatura técnica que diz respeito às supostas vantagens e supostos inconvenientes dos pré-fabricados, sendo essas antagônicas, porém interessantes para a discussão. Utilizando-se destas informações, elaborou-se a Tabela 22, com a intenção de facilitar a visualização das vantagens supostas pelo autor deste trabalho entre os métodos em concreto pré-fabricado (CPF) e concreto moldado in loco (CML).

Tabela 22 – Vantagens encontradas entre o CPF e CML, diante de variáveis citadas por El Debs (2000).

Variáveis	Vantagem	
	CPF	CML
<b>Técnicas:</b>		
• Facilidade na elaboração de projetos (principalmente na resolução de detalhes)		X
• Qualidade dos trabalhos realizados mecanicamente	X	
• Aproveitamento das seções resistentes		X
• Facilidade para realizar o controle de qualidade	X	
• Necessidade de juntas de dilatação	X	
• Possibilidade evitar interrupções da concretagem		X
• Possibilidade de recuperação de elementos em desmontagens	X	
• Necessidade de fôrmas e cimbramento	X	
• Monolitismo da construção		X
• Facilidade na execução das juntas		X
• Necessidade de considerar ações atípicas no dimensionamento dos elementos		X
• Incógnitas quanto à confiabilidade dos materiais	X	
• Facilidade no transporte dos elementos		X
• Modificações na redistribuição dos espaços primitivos	X	
• Inconvenientes da execução dos elementos	X	
• Adaptação à topografia e tipos de terreno		X
<b>Sociais:</b>	<b>CPF</b>	<b>CML</b>
• Número de acidentes de trabalho	X	
• Segurança de emprego dos colaboradores	X	
• Condições climáticas do trabalho	X	
• Remuneração dos colaboradores	X	
• Efetividade na redução do déficit mundial da construção	X	
• Condições físicas de trabalho dos colaboradores	X	
• Produção de desemprego		X
• Especialização em excesso dos colaboradores		X
<b>Econômicas:</b>	<b>CPF</b>	<b>CML</b>
• Produz economia nos custos	X	X
• Produz economia de tempo	X	
• Evita a improvisação	X	
• Efetividade no controle e recepção da matéria-prima	X	
• Aptabilidade à planificação	X	
• Necessidade de investimentos consideráveis na produção dos elementos		X
• Custos no transporte dos elementos		X

Fonte: O autor

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Na primeira etapa deste trabalho buscou-se, através de revisões bibliográficas nacionais e estrangeiras, baseadas em normas, livros, artigos, teses de mestrado e doutorado, desbravar os conceitos e particularidades da concepção estrutural em concreto pré-fabricado com relação ao concreto moldado in loco.

Na segunda etapa, foi realizado um estudo de caso de uma edificação comercial, cuja planta baixa foi projetada pelo próprio autor (Anexo 1), na qual foi estabelecida parâmetros de comparação e indicativos técnico-econômicos da superestrutura (lajes, vigas e pilares).

Tal edificação é composta por 3 pavimentos, com cerca de 742 m<sup>2</sup> cada, pé direito de 4 m, 4 salas com cerca de 145 m<sup>2</sup> cada, dispostas em formato retangular, 8 banheiros (1 masculino e 1 feminino para cada sala) e 4 cozinhas. Os elementos estruturais foram dispostos buscando atender a descrição e boa utilização dos espaços.

A estrutura em concreto moldado in loco foi projetada em lajes maciças, vigas e pilares, sendo utilizados aços CA-50 e CA-60 e concreto com  $f_{ck}$  25 MPa. Já a estrutura em concreto pré-fabricado em lajes alveolares, pilares e vigas de seção retangulares, sendo utilizados os aços de mesmas classes citadas acima (acrescentando o aço CP190, referente às cordoalhas da laje alveolar) e concreto com  $f_{ck}$  40 MPa, sendo as ligações consideradas isostáticas.

Os valores e a natureza das ações e as combinações foram realizadas conforme o método citado na revisão bibliográfica deste trabalho e indicados em Norma.

Para obter os parâmetros necessários de concepção estrutural, detalhes construtivos e parâmetros normativos, foram utilizados com grande intensidade os livros: 'Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações – Mounir K. El Debs', 'Manual Munte de Projetos em Pré-Fabricados de Concreto – Munte Construções Industrializadas'; as normas: 'ABNT NBR 6118:2014', 'ABNT NBR 6120:1980', 'ABNT NBR 6123:1998', 'ABNT NBR 9062:2006'; e os softwares: Cypecad, que utiliza o método dos elementos finitos para análise da estrutura; Excel, para a elaboração de cálculos e gráficos; e Ftool, para a simulação de carregamentos e ações atípicas de vigas e pilares, obtendo assim os esforços para o dimensionamento nestas situações.

Com o dimensionamento, foram levantados os quantitativos dos materiais (aço, concreto e fôrmas) utilizados na superestrutura de tal edificação e, através de indicativos de consumo, se discutirá os resultados nos tópicos à frente, analisando qual a melhor alternativa

para a edificação em estudo, o que servirá possivelmente de embasamento para profissionais e estudantes do meio.

#### 4 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Como visto anteriormente, o que basicamente diferencia as estruturas pré-fabricadas das moldadas in loco, são as ações atípicas consideradas nas fases de fabricação, armazenamento e montagem, e as ligações entre os elementos pré-fabricados. Desta forma, como na estrutura de concreto moldado in loco as ligações entre os elementos são consideradas rígidas, não há grandes preocupações para conceber tal estrutura, atentando-se somente aos vãos usuais de vigas e posições de pilares. Já no caso das estruturas pré-fabricadas, as ligações são um ponto crucial na tomada de decisão do tipo de concepção a ser considerada.

Conforme indica o Manual Munte, as ligações entre elementos pré-fabricados podem ser de 4 tipos, sendo elas: isostáticas, rotuladas, semi-rígidas e rígidas (ou engastadas).

As ligações isostáticas são aquelas em que não são transmitidos esforços de momentos fletores e horizontais. Desta forma, não acontece o efeito pórtico, sendo que os elementos trabalham de forma individual, ficando os pilares da fachada responsáveis quase que integralmente pela absorção dos esforços horizontais de vento. Para que essas ligações funcionem conforme o planejado, deve-se atentar para o deslocamento dos pilares, para que estes não entrem em contato com as vigas e passem esforços não considerados no cálculo. Neste tipo de modelo estrutural os neoprenes são responsáveis por não passar nenhum esforço horizontal. Na prática isso é uma inverdade, porém como neste caso a rigidez dos elementos é maior, os deslocamentos horizontais acabam sendo tão pequenos que a solução adotada na teoria se torna compatível com a realidade.

As ligações rotuladas são aquelas em que se transmitem os esforços verticais e horizontais entre os elementos. Estes últimos são considerados pela resistência do neoprene ao cisalhamento, podendo este ser combinado com graute, o que melhora a aderência entre o pino e o elemento, sendo necessária então a verificação do efeito pino.

As ligações semi-rígidas seriam uma forma mais eficiente de se executar as ligações rotuladas citadas anteriormente, não se desprezando a capacidade de resistência desta ao momento fletor, caracterizando-a como um semi-engastamento. Para que parte deste momento seja passado à ligação, utiliza-se além do neoprene preenchido com graute, dois pinos de ligação, criando assim um binário de forças resistentes.

Em se tratando de ligações rígidas, segundo o Manual Munte, existem dois modelos: as engastadas simples e engastadas completas. A primeira diz respeito àquelas em que não se considera a inversão do momento negativo na viga, não apresentando, assim, resistência a

esforços de tração que ocorrem na região inferior da viga, próxima ao pilar. A transmissão de esforços nesta ligação engloba todos os citados anteriormente em outros tipos. Porém, vale ressaltar que se faz necessária uma ligação completa entre viga e pilar através de graute, além da extensão da armadura negativa da viga até o interior do pilar através de furos passantes ou luvas, formando um nó rígido. Já as ligações rígidas completas permitem a elaboração de engaste quase perfeito. Se diferenciam basicamente das ligações rígidas simples pela soldagem de uma chapa metálica, no lugar do neoprene, entre a viga e o apoio, sendo esta responsável por transmitir a tração da inversão de momentos negativos nos apoios, que ocorrem pelos esforços horizontais que o transformam em momentos positivos. Este é o tipo de ligação mais complexo e que se deve ter um maior nível de detalhes e cuidados tanto nas considerações de cálculo, como na execução.

Como as estruturas pré-fabricadas chegaram no mercado com o objetivo de acelerar a execução e o produto final, torna-se necessário uma análise estrutural em que se leve em consideração este fator. Desta forma, decidiu-se utilizar das ligações isostáticas, que tem como característica principal a simplicidade de execução, o que vai a favor do fator citado acima. Diante desta decisão, a estabilidade global do edifício em concreto pré moldado será garantida pelos pilares, que se comportarão como vigas em balanço em relação às ações horizontais, sendo estes engastados na fundação, e pelas lajes, considerando o efeito diafragma, como cita El Debs (2000).

## 5 ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Este estudo terá por base a análise de três elementos estruturais, sendo eles: lajes, vigas e pilares.

Estes elementos na estrutura de concreto armado moldado in loco (Anexo 10) foram estabelecidos de acordo com os vãos e parâmetros usuais de dimensões e armaduras, sendo as lajes maciças com altura de 15 cm, os pilares retangulares com seção transversal de 30x40 cm e vigas retangulares com seções de 25x40 cm, 25x50 cm e 25x60 cm, sendo o concreto de  $f_{ck}$  25 MPa para todos os elementos.

Já na estrutura em concreto pré-fabricado (Anexo 9), os pilares serão retangulares com seções de 40x60 cm e 50x60 cm, e, conforme recomendações do Manual Munte, concretos com  $f_{ck}$  de 40 MPa. Para a simplificação da análise, foram desprezados os detalhes de ranhuras de engastamento com a fundação, detalhes executivos como furos e alças de levantamento e complementação com projetos hidrossanitários e de águas pluviais. Os consoles nos pilares foram de alturas variáveis, sendo a altura maior de 40 cm e larguras de 30 e 40 cm. Apoiadas nos consoles, as vigas serão de seção retangular, respeitando as recomendações do Manuel Munte, que indica um melhor aproveitamento das formas quando se utiliza medidas múltiplas de 10 cm, sendo a mínima recomendada de 20 cm. Tal Manual também indica que se utilize concreto com  $f_{ck}$  maior ou igual a 35 MPa e que as vigas devem ser padronizadas ao máximo, facilitando o processo de transporte e montagem, como a utilização de equipamentos de mesmo porte e possíveis substituições na execução. Desta forma adotou-se vigas de seções transversais 30x60 cm, 30x80 cm e 40x80 cm, com  $f_{ck}$  de 40 MPa. As lajes foram do tipo alveolar, sendo utilizadas dimensões padrões indicados pelo modelo LM-20 (Anexo 8) do Manual Munte, tendo elas 20 cm de altura, acrescidos de uma capa de concreto moldada in loco de 5 cm. As lajes alveolares foram moduladas em peças de 120 cm de largura, e algumas de 80 cm e 45 cm, pelos recortes e extremidades de lajes, sendo concreto com  $f_{ck}$  de 40 MPa.

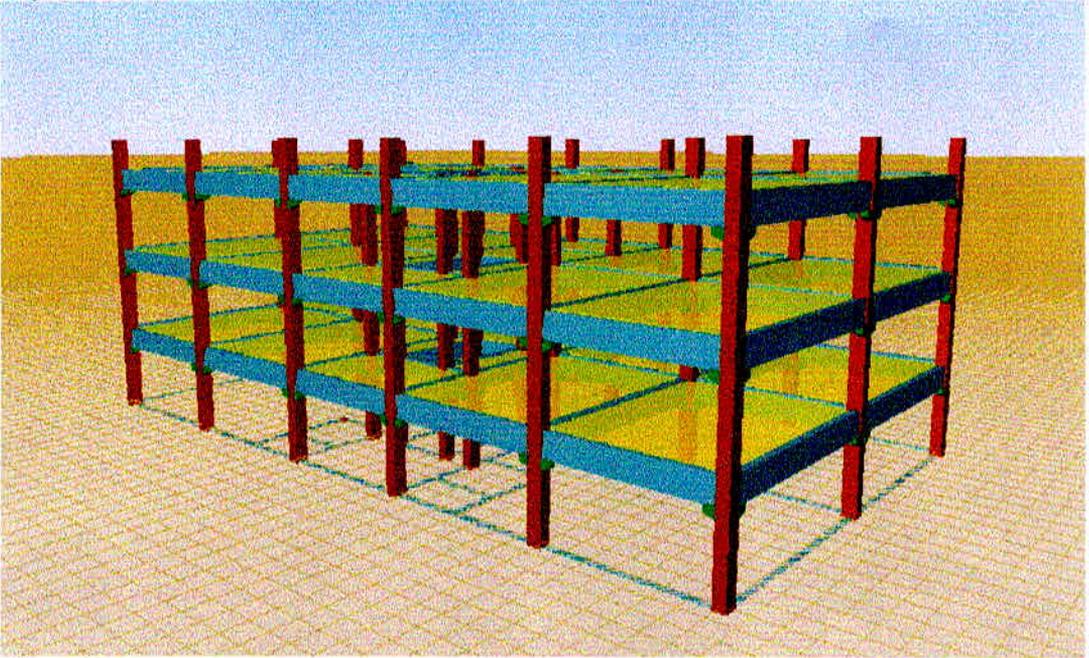
## 5 ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Este estudo terá por base a análise de três elementos estruturais, sendo eles: lajes, vigas e pilares.

Estes elementos na estrutura de concreto armado moldado in loco (Anexo 10) foram estabelecidos de acordo com os vãos e parâmetros usuais de dimensões e armaduras, sendo as lajes maciças com altura de 15 cm, os pilares retangulares com seção transversal de 30x40 cm e vigas retangulares com seções de 25x40 cm, 25x50 cm e 25x60 cm, sendo o concreto de  $f_{ck}$  25 MPa para todos os elementos.

Já na estrutura em concreto pré-fabricado (Anexo 9), os pilares serão retangulares com seções de 40x60 cm e 50x60 cm, e, conforme recomendações do Manual Munte, concretos com  $f_{ck}$  de 40 MPa. Para a simplificação da análise, foram desprezados os detalhes de ranhuras de engastamento com a fundação, detalhes executivos como furos e alças de levantamento e complementação com projetos hidrossanitários e de águas pluviais. Os consoles nos pilares foram de alturas variáveis, sendo a altura maior de 40 cm e larguras de 30 e 40 cm. Apoiadas nos consoles, as vigas serão de seção retangular, respeitando as recomendações do Manual Munte, que indica um melhor aproveitamento das formas quando se utiliza medidas múltiplas de 10 cm, sendo a mínima recomendada de 20 cm. Tal Manual também indica que se utilize concreto com  $f_{ck}$  maior ou igual a 35 MPa e que as vigas devem ser padronizadas ao máximo, facilitando o processo de transporte e montagem, como a utilização de equipamentos de mesmo porte e possíveis substituições na execução. Desta forma adotou-se vigas de seções transversais 30x60 cm, 30x80 cm e 40x80 cm, com  $f_{ck}$  de 40 MPa. As lajes foram do tipo alveolar, sendo utilizadas dimensões padrões indicados pelo modelo LM-20 (Anexo 8) do Manual Munte, tendo elas 20 cm de altura, acrescidos de uma capa de concreto moldada in loco de 5 cm. As lajes alveolares foram moduladas em peças de 120 cm de largura, e algumas de 80 cm e 45 cm, pelos recortes e extremidades de lajes, sendo concreto com  $f_{ck}$  de 40 MPa.

Figura 97 - Estrutura em concreto pré-fabricado – Software Cypecad.



Fonte: O autor.

## 7 AÇÕES E ANÁLISE ESTRUTURAL

Para o dimensionamento da estrutura em concreto armado moldado in loco, foram utilizados os parâmetros normativos usuais, conforme aqueles citados na revisão bibliográfica deste trabalho. Porém para o dimensionamento da estrutura em concreto pré-fabricado, foram necessárias algumas alterações nas configurações do software Cypecad, para que se adequasse às normas e parâmetros relativos a este método, como por exemplo o  $\gamma$  do concreto ser reduzido de 1,4 para 1,3 e o cobrimento dos elementos de 25 mm para 20 mm, conforme descrito na revisão bibliográfica, mais precisamente nos itens 2.4.3.2 e 2.4.3.4, respectivamente.

Conforme citado por El Debs (2000) no item 4 deste trabalho, os pilares se comportarão como vigas em balanço em relação às ações horizontais, sendo estes engastados na fundação. Desta forma foi preciso alterar o coeficiente de flambagem destes para 2, conforme indica a ABNT NBR 8800:2008, na letra 'e' da Figura 102 abaixo.

Figura 98 - Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados.

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de $K_x$ ou $K_y$	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres					

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

Com relação aos carregamentos, foi utilizada a sobrecarga acidental de 2 KN/m<sup>2</sup> para os pavimentos térreo e tipo, e de 0,5 KN/m<sup>2</sup> para o forro, conforme indica a ABNT NBR 6120:1980.

As cargas de paredes foram consideradas conforme a planta arquitetônica e calculada da seguinte maneira:

$$\text{Carregamento parede} = 0,2 \text{ m} \times 3,3 \text{ m} \times 13 \text{ KN/m}^3 = 8,6 \text{ KN/m}$$

$$\text{Carregamento platibanda} = 0,2 \text{ m} \times 1,65 \text{ m} \times 13 \text{ KN/m}^3 = 4,3 \text{ KN/m}$$

As cargas do vento foram calculadas pelo software Cypecad, com a introdução dos coeficientes de arrasto (Tabela 23), calculados conforme a ABNT NBR 6123:1988, e dos demais dados (Figura 102) em que foi estipulada a execução da edificação, sendo neste caso, Varginha - MG.

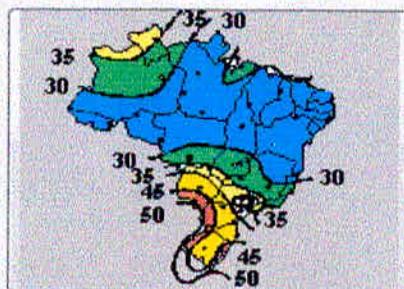
Tabela 23 – Planilha com cálculo do coeficiente de arrasto.

Dimensões da Edificação:			
Largura:	20,40	m	
Comprimento:	36,40	m	
Altura:	14,00	m	
Direção X:		Direção Y:	
l1/l2:	0,56	l1/l2:	1,78
h/l1:	0,69	h/l1:	0,38
Ábaco ABNT NBR 6123:			
Ca <sub>x</sub> :	0,70	Ca <sub>y</sub> :	1,15

Fonte: O autor.

Figura 99 - Dados introduzidos para cálculo do vento – Software Cypecad.

Velocidade Básica: 35.0 m/s  
 Categoria: IV  
 Classe: B  
 Fator Probabilístico: Grupo 2  
 Fator Topográfico +x: 1.0  
 Fator Topográfico x: 1.0  
 Fator Topográfico +y: 1.0  
 Fator Topográfico -y: 1.0

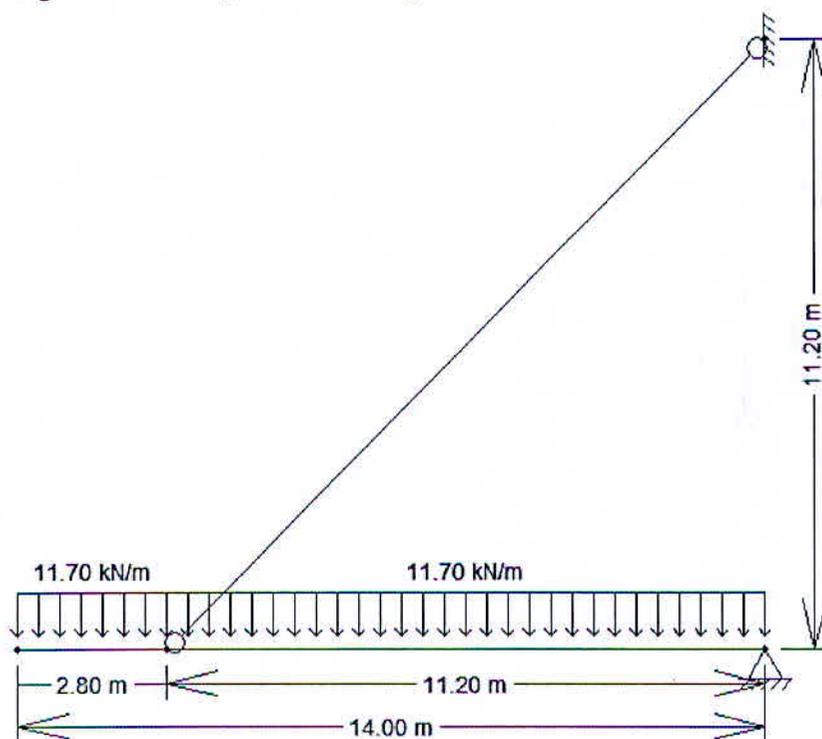


Fonte: O autor.

Além dos parâmetros citados acima, foram consideradas algumas situações de forma manual e por planilhas (Anexos 4 e 5), sendo adicionadas armaduras nos elementos quando os resultados destes cálculos fossem maiores do que as armaduras pré-calculadas no Cypecad, situações essas como as ações devido as incertezas, conforme citadas no item 2.4.3.2 deste trabalho, sendo elas o momento de torção acidental para os apoios, o desvio horizontal para os elementos, a força horizontal mínima no apoio da viga e a estabilidade lateral dos elementos.

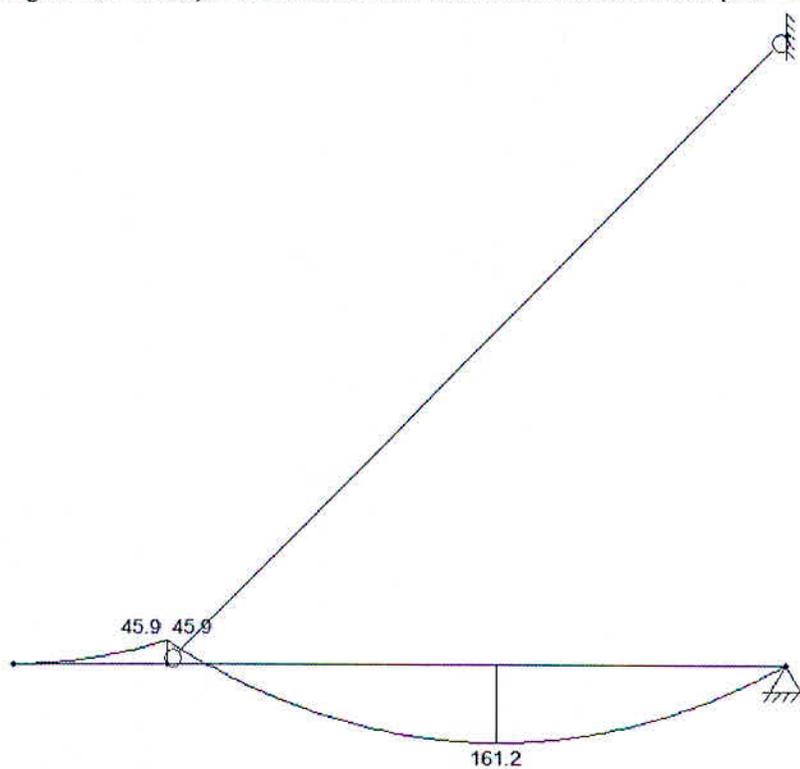
Contudo, ainda faltavam serem consideradas as ações atípicas de execução, transporte e montagem dos elementos, como o içamento e levantamento destes, conforme visto nos itens 2.4.1.3.2 e 2.4.1.1.7 deste trabalho. Para isso, El Debs diz que caso não seja possível realizar uma análise dinâmica, pode-se chegar a uma estimativa por meio de uma análise estática equivalente, adotando um coeficiente de amplificação dinâmica que é multiplicado pela força estática. A ABNT NBR 9062:1985 recomenda que esse coeficiente seja de 1,3 quando o aumento da força  $g$  é desfavorável e 0,8 quando o alívio da força  $g$  é desfavorável. Em relação ao estado limite último, o mesmo autor diz que, como no caso anterior, pode-se fazer um ajuste, porém agora no coeficiente de ponderação das ações (1,2 neste caso, recomendado pela ABNT NBR 8681:1984, para combinação de ações especiais e de construção), multiplicando-o pelo mesmo coeficiente de amplificação dinâmica citado anteriormente. Desta forma utilizou-se o Ftool para fazer a simulação destas ações, conforme exemplificado nas Figuras 99 à 102, utilizando-se de ângulos de içamento dentro da faixa de recomendação citada por El Debs (2000), sendo entre  $30^\circ$  e  $45^\circ$ .

Figura 100 - Simulação levantamento pilar - Ftool



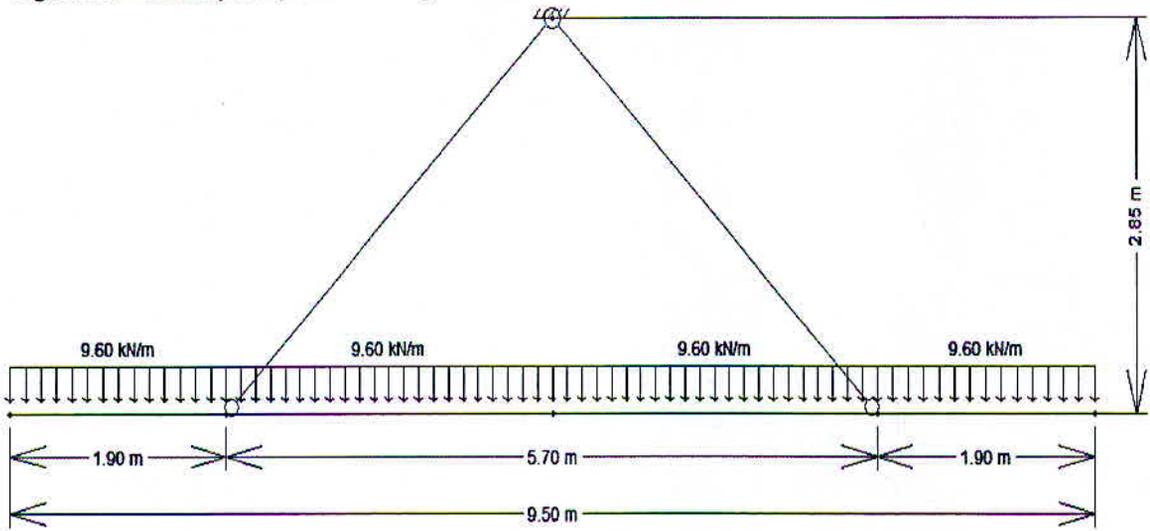
Fonte: O autor.

Figura 101 - Esforços de momento fletor obtidos no levantamento do pilar - Ftool



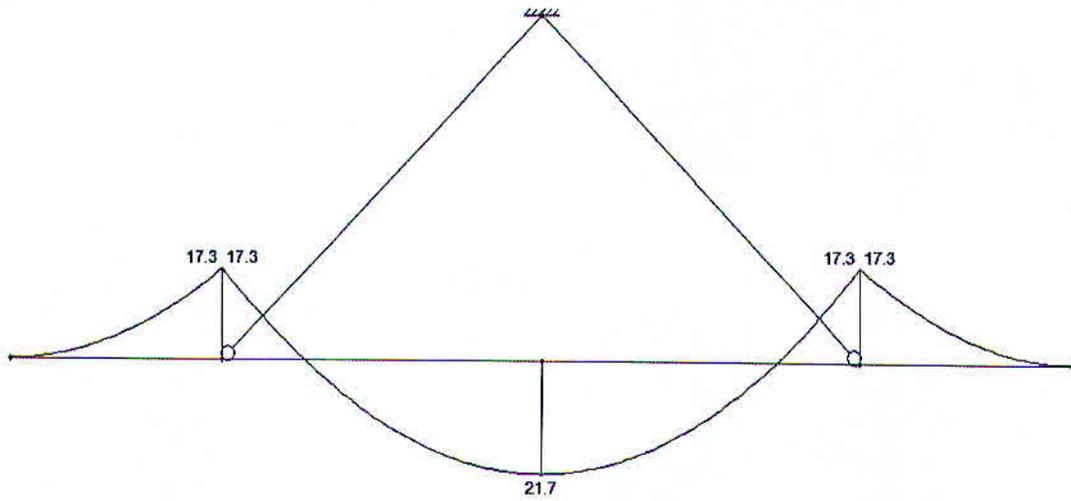
Fonte: O autor.

Figura 102 - Simulação alçamento da viga - Ftool



Fonte: O autor.

Figura 103 – Esforços de momento fletor obtidos no alçamento da viga - Ftool



Fonte: O autor.

## 8 QUANTITATIVOS DE MATERIAIS

Os consumos de materiais foram obtidos após realizadas todas as análises locais e globais da edificação. Com relação às fôrmas, foi utilizado um índice de reutilização estabelecido da seguinte maneira:

Quantidade de reutilizações de fôrmas de madeira plastificada no concreto moldado in loco = 15 vezes (BANET, 2008).

$$\text{(Índice de reutilizações - CML) } I_{r\text{-CML}} = 1 / 15 = 0,0666$$

Quantidade de reutilizações de fôrmas metálicas no concreto pré-fabricado = 400 vezes (EL DEBS, 2000).

$$\text{(Índice de reutilizações - CPF) } I_{r\text{-CPF}} = 1 / 400 = 0,0025$$

Após a determinação destes índices, os quantitativos finais das fôrmas foram estabelecidos da seguinte maneira (excetuando os da laje em CPF, sendo explicado posteriormente):

$$\text{Fôrmas finais CML} = \text{Quantitativo final (m}^2\text{)} \times I_{r\text{-CML}}$$

$$\text{Fôrmas finais CPF} = \text{Quantitativo final (m}^2\text{)} \times I_{r\text{-CPF}}$$

### 8.1 Quantitativos de materiais - CML

Diante das considerações expostas acima, a estrutura em concreto moldado in loco resultou nos quantitativos da Tabela 24, lembrando que o software Cypecad adiciona 10% nos quantitativos de materiais referentes ao desperdício de materiais.

Tabela 24 – Planilha de quantitativos finais – CML.

<b>Quantitativos de materiais - Concreto moldado in loco</b>			
	<b>Fôrmas finais (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Concreto (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Aço (kg)</b>
<b>Lajes</b>	129,87	292,5	14438,0
<b>Vigas</b>	79,65	152,5	6163,0
<b>Pilares</b>	38,5	49,6	3860,0
<b>Total</b>	248,02	494,6	24461,0

Fonte: O autor.

## 8.2 QUANTITATIVOS DE MATERIAIS - CPF

Com as considerações específicas citadas ao CPF, resultou-se nos quantitativos apresentados na Tabela 25. Porém, como visto na revisão bibliográfica, o processo de produção do CPF tem maior controle quanto ao desperdício de materiais. Desta forma, desconsideraram-se os 10% referente ao desperdício de materiais, que o software Cypecad adiciona de forma automática.

Tabela 25 – Planilha de quantitativos finais – CPF.

<b>Quantitativos de materiais - Concreto pré-fabricado</b>			
	<b>Fôrmas finais (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Concreto (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Aço (kg)</b>
<b>Lajes</b>	19,0	107,82	17624,5
<b>Vigas</b>	3,75	191,81	16689,6
<b>Pilares</b>	0,85	62,29	7596,9
<b>Total</b>	23,6	361,91	41911,0

Fonte: O autor.

De forma global, os quantitativos de materiais mostram que a estrutura em CML utilizou de aproximadamente 58% do aço utilizado na estrutura em CPF. Porém com relação ao concreto, a estrutura em CPF utilizou aproximadamente 73% do concreto da estrutura em CML. E, levando em consideração as fôrmas, essa vantagem é ainda maior, sendo o consumo de fôrmas na estrutura em CPF de aproximadamente 9,5% das fôrmas utilizadas na estrutura em CML.

Para uma análise local entre os elementos, foram estabelecidos indicadores para tal comparação no próximo tópico, finalizando com os indicadores da estrutura global.

## 9 Indicadores de consumo e análise comparativa

Para estabelecer um parâmetro de comparação mais efetiva entre as duas estruturas, recorreu-se aos indicadores de consumo de materiais, citados por Souza (2000), visando apontar a otimização ou desperdício de cada estrutura em cada tipo de elemento estrutural. A área construída é obtida segundo os critérios da ABNT NBR 12721:2006, tendo neste estudo de caso o valor de 2251,76 m<sup>2</sup>. Quanto menores os valores dos indicadores, maior será o grau de otimização da estrutura. Segue abaixo uma descrição de cada indicador a ser utilizado:

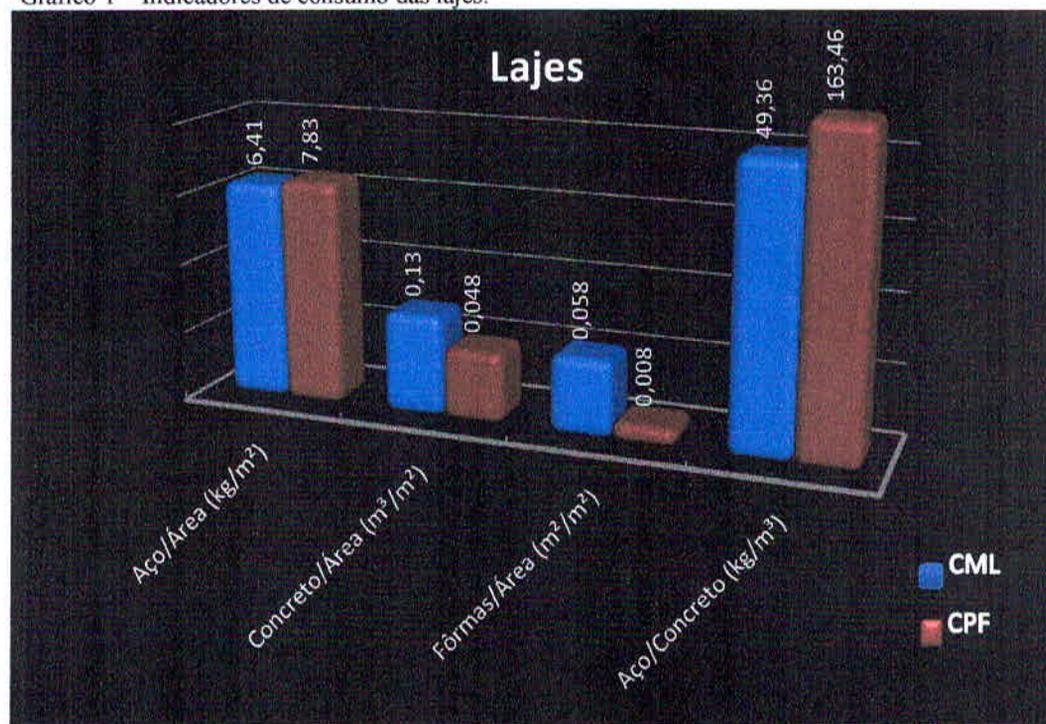
- Indicador Peso aço / Área construída: este indicador visa apontar o superdimensionamento da estrutura em concreto armado, com relação à armadura, ou a má distribuição das cargas na estrutura (SOUZA, 2000);
- Indicador Volume de concreto / Área construída: este indicador visa apontar o superdimensionamento dos elementos estruturais quanto ao volume de concreto ou a má distribuição das cargas na estrutura (SOUZA, 2000);
- Indicador Área de fôrmas / Área construída: este indicador demonstra a racionalidade do sistema estrutural utilizado, com relação às fôrmas dos elementos estruturais, levando em consideração a área global construída da estrutura (SOUZA, 2000);
- Indicador Peso aço / Volume concreto: este indicador é conhecido como 'taxa de armadura', apresentando a racionalidade do sistema estrutural em questão através do peso da armadura em relação ao volume de concreto dos elementos estruturais. Tal indicador, como os anteriores, é de grande importância na análise de custos dos elementos estruturais, sendo uma faixa econômica usual entre 50 e 100 kg/m<sup>3</sup>, pois quando está acima se entende que o volume de concreto utilizado não é o ideal para o caso, portanto, superdimensionando a armadura. Já quando está abaixo deste intervalo, entende-se que o volume de concreto está superdimensionado, aproveitando pouco da contribuição da armadura (SOUZA, 2000).

### 9.1 Lajes

Como citado acima, serão analisados os indicadores por tipo de elemento estrutural separadamente. Os gráficos apresentarão tais valores separados pela tipologia do elemento estrutural e seu respectivo método estrutural (Concreto moldado in loco ou Concreto pré-

fabricado). O Gráfico 1 abaixo faz a primeira comparação, sendo ela com relação ao elemento estrutural laje.

Gráfico 1 – Indicadores de consumo das lajes.



Fonte: O autor.

No caso das lajes, ressalta-se que foram utilizadas tipologias diferentes entre os dois métodos. No caso do CML, as lajes foram calculadas como sendo maciças de 15 cm de altura. Entretanto, no CPF, tais elementos foram dimensionados como lajes alveolares, sendo as nervuras internas destas calculadas como ‘viga T’ (planilha Anexo 6) e dimensionadas com armadura positiva passiva em aço CA 50. Sendo assim, com relação ao primeiro indicador (Aço/Área) conclui-se que para a laje alveolar, não se justifica tal tipologia de armadura, devido aos grandes vãos usualmente empregados nas estruturas de concreto pré-fabricado, o que gera uma maior consumo de aço, com relação às lajes maciças.

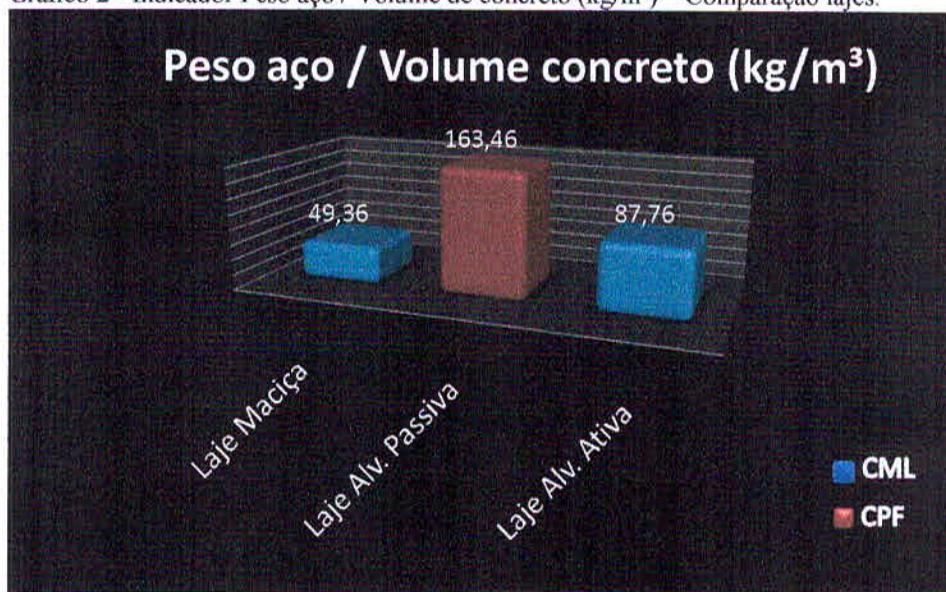
Já com relação ao consumo de concreto (Concreto/Área) no CML foi 170% superior ao CPF, isto devido ao fato já comentando das lajes entre ambos os métodos serem de tipologias diferentes, sendo que a laje alveolar do CPF possui alvéolos vazados ao longo de seu comprimento, o que gera tal economia para este método, enquanto a laje do CML é maciça.

Comparando-se o índice de Fôrmas (Fôrmas/Área), vale observar que nas lajes alveolares, o processo de fabricação geralmente é feito por extrusão, não sendo utilizadas

fôrmas no processo de fabricação, mas somente na montagem final destas na obra, necessitando apenas das fôrmas laterais para a concretagem da capa de concreto (de 5 cm, neste caso). Já nas lajes maciças necessita-se de fôrmas de madeira inferiores e laterais para a concretagem in loco, justificando assim o indicador de 625% a mais do CML em relação ao CPF.

Com relação a taxa de armadura (Aço/concreto) nas lajes, vale salientar os mesmos pontos citados anteriormente (tipologias diferentes), sendo observado o mal aproveitamento das lajes alveolares com armadura passiva. Sendo assim, fez-se um dimensionamento da mesma laje alveolar utilizando-se de armadura positiva ativa (cordoalhas CP 190 protendidas), conforme planilhas nos Anexos 6 e 7, obtendo-se o peso total de aço de 9.462,7 kg, enquanto em armadura passiva ela necessitaria de 17.624,51 kg (83% a mais). Para obter-se uma melhor visualização, montou-se o Gráfico 2 para uma comparação do indicador Peso Aço / Volume de concreto ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ) entre a laje maciça do CML e as lajes alveolares com armadura passiva e ativa do CPF, ficando comprovada a eficiência e otimização da laje alveolar do CPF com armadura ativa.

Gráfico 2 - Indicador Peso aço / Volume de concreto ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ) – Comparação lajes.



Fonte: O autor.

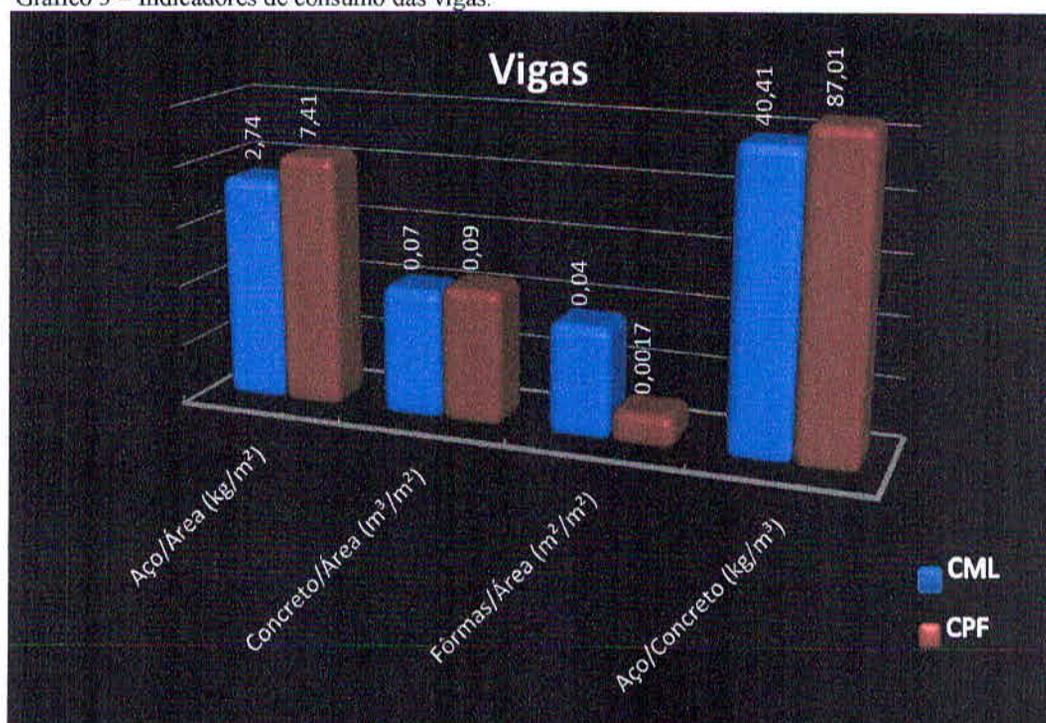
Como se pode observar, com a utilização de armadura ativa nas lajes alveolares o índice de taxa de armadura reduziu para aproximadamente 54% da laje alveolar com armadura passiva, comprovando a maior eficiência econômica da utilização armadura ativa nas lajes alveolares, pois o índice anterior estava acima do intervalo considerado econômico (50 a 100  $\text{kg}/\text{m}^3$ ). Entretanto, mesmo com a utilização da armadura ativa no CPF, não se

conseguiu reduzir a taxa de armadura comparada à da laje maciça do CML, que foi de 56% com relação a laje alveolar com armadura ativa e 28% da laje alveolar com armadura passiva.

## 9.2 VIGAS

Como no item anterior (lajes), neste tópico comparou-se o elemento estrutural viga, apresentando os indicadores (Gráfico 3) dos dois métodos estruturais e os comentários sobre os resultados.

Gráfico 3 – Indicadores de consumo das vigas.



Fonte: O autor.

Com relação às vigas, a enorme discrepância (170%) do indicador Aço/Área entre os valores é ocasionada principalmente pelo fato das ligações entre estas e os pilares, sendo que no CPF as ligações foram consideradas isostáticas, o que significa que elas só transmitem os esforços verticais as pilares, ficando, portanto as vigas responsáveis por resistirem aos demais esforços, necessitando assim de mais armadura à flexão. Já no CML as ligações são consideradas rígidas, obtendo-se assim uma maior distribuição dos esforços entre os elementos estruturais, o que diminui a quantidade de armadura das vigas.

A diferença (28%) entre o indicador Concreto/Área nas vigas pode ser justificado no CPF pelos maiores vãos usuais neste tipo de estrutura, chegando até 9,5 m, o que gera uma

necessidade do aumento da inércia destes elementos para resistir à flexão, enquanto no CML os maiores vãos são da ordem de 7,1 m.

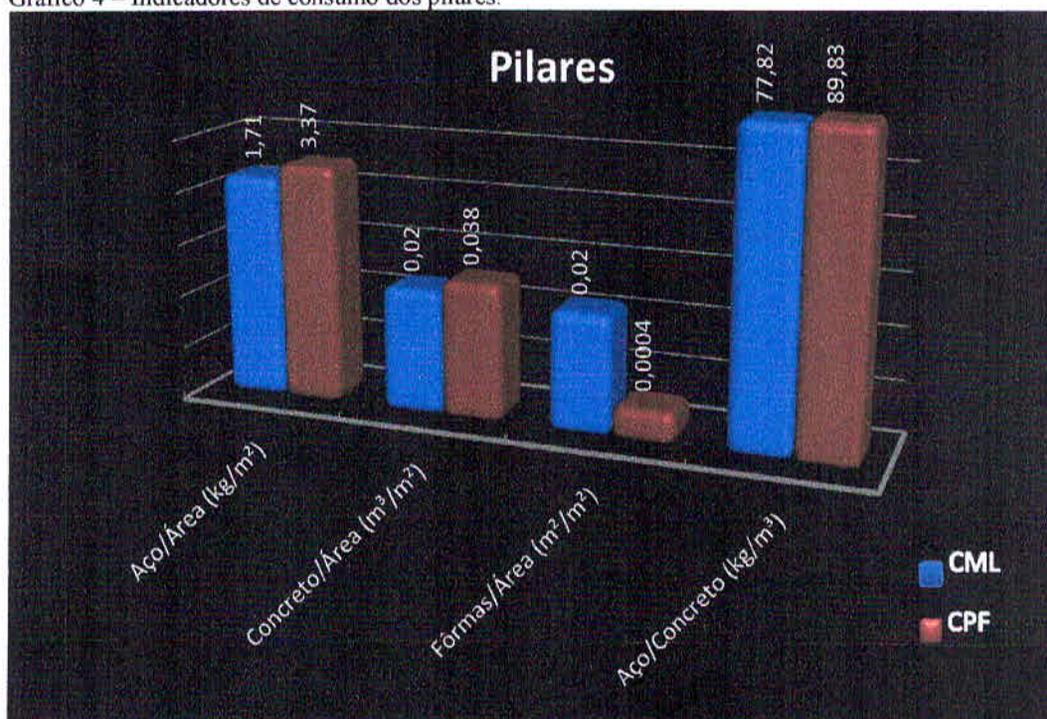
Analisando-se o indicador de fôrmas, recordam-se que as tipologias das fôrmas se diferem para os dois métodos comparados, sendo no CML utilizada fôrmas de madeira e no CPF fôrmas metálicas. Desta forma, o índice de reutilização de cada tipo de fôrma, citado no item 8 deste trabalho, é o principal fator na alta discrepância destes valores, sendo de aproximadamente 2.250% a mais do CML em relação ao CPF.

Levando-se em consideração a taxa de armadura (Aço/concreto), têm-se uma discrepância maior (115%) do CPF em relação ao CML, fato esse devido as estes elementos serem considerados biapoiados no primeiro caso, como já citado anteriormente, ficando a viga responsável por absorver maiores esforços do que na estrutura em CML, onde, devido às ligações rígidas, há uma melhor distribuição destes esforços das vigas para os pilares, sendo elas menos solicitadas. Além deste fator, vale ressaltar que se necessita considerar ações atípicas de fabricação, transporte e montagem no CPF. Com isso as vigas neste método são de maiores dimensões e com armaduras mais pesadas, enquanto no CML este último fator não é considerado.

### **9.3 Pilares**

Sendo o último elemento de comparação deste trabalho, apresenta-se, como anteriormente, o Gráfico 4 com os indicadores dos pilares e os comentários entre os dois métodos.

Gráfico 4 – Indicadores de consumo dos pilares.



Fonte: O autor.

Como se pode analisar, a estrutura em CPF perde muito no indicador Aço/Área. Justifica-se tal discrepância (97% a mais) nos pilares em CPF principalmente pelas ações atípicas (execução, transporte e montagem) a serem consideradas neste método, aumentando consideravelmente a armadura destes, mesmo a estrutura em CML dispor de 8 pilares a mais.

Analisando os indicadores Concreto/Área, vemos uma diferença de 90% a mais do CPF para o CML. Essa diferença está atrelada ao fato dos pilares do CPF receberem vigas de maiores dimensões (maiores vãos) e peso próprio, aumentando os esforços nestes. Outro fato muito importante a considerar se dá pelo motivo dos pilares no CPF serem os responsáveis diretos para resistirem aos esforços horizontais (vento, neste caso), pelo fato das ligações serem isostáticas, o que torna necessário uma análise mais criteriosa dos deslocamentos destes, não podendo ultrapassar o limite estabelecido para edificações de múltiplos pavimentos pela ABNT NBR 9062:2006 de  $H/1200$  ( $14/1200=0,01166$  m ou 11,66 mm) com as combinações de serviço, sendo H a altura total do edifício. Assim, para obedecer a estes limites estabelecidos por norma, os pilares que antes tinham seção de 30x40 cm e 40x50 cm, tiveram que ser aumentados para 40x60 cm e 50x60 cm, aumentando a rigidez da estrutura e

minimizando os deslocamentos horizontais. Como no CML as ligações são rígidas, estes deslocamentos foram facilmente absorvidos pela estrutura.

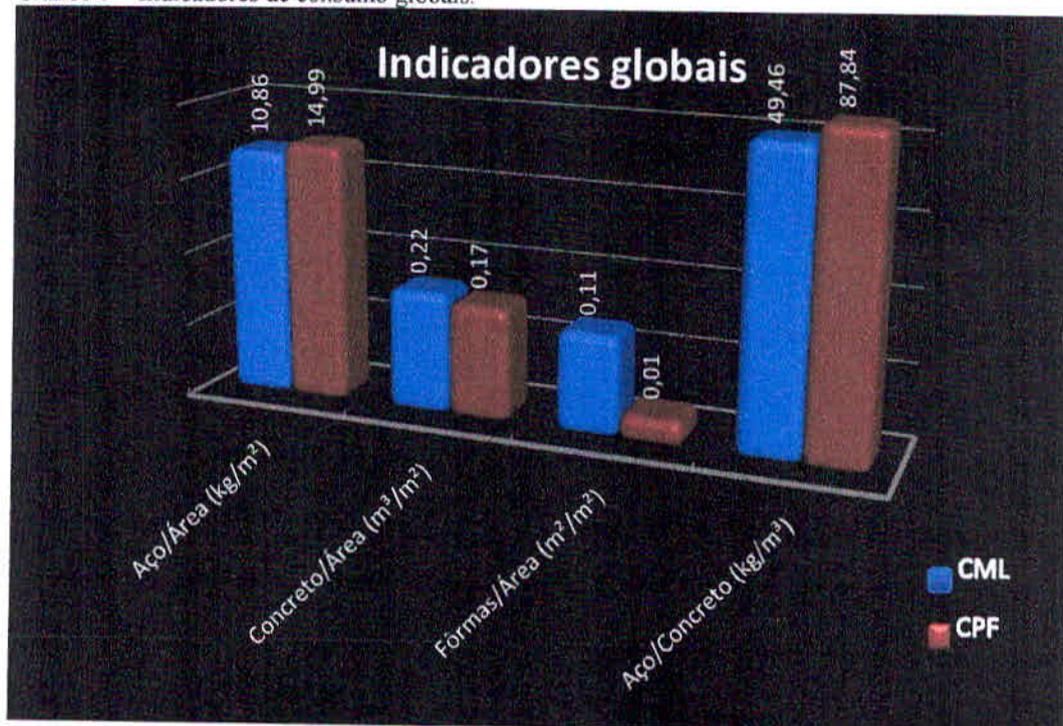
Com relação ao indicador Fôrmas/Área, obtém-se uma enorme discrepância (4.900%) do CML em relação ao CPF. Apesar do fato dos pilares em CPF serem de maiores dimensões, como citado anteriormente, tamanha diferença entre estes índices se justifica principalmente pelo índice de reutilização das fôrmas em madeira e metálicas, conforme indicado no item 8 deste trabalho. Vale também lembrar que no CPF os pilares são concretados na posição horizontal, não necessitando de fôrma na face superior destes, que foi um fator considerado para se obter tal quantitativo.

Diante dos resultados obtidos, percebe-se uma diferença de 15% nas taxas de armaduras (Aço/Concreto) dos pilares das estruturas, sendo maior no CPF, principalmente pela fase de execução, transporte e montagem destes, sendo que nesta fase eles são dimensionados para resistir a esforços de tração e momentos negativos devidos ao processo de levantamento e içamento. Verificou-se que com o acréscimo destas ações, as armaduras que antes se baseavam em barras de 12,5 mm, deram lugar as barras de 20,0 mm, afetando consideravelmente este indicador. Entretanto, ambas as estruturas estão dentro da faixa econômica de taxa de armadura, pelo fato dos pilares em CPF possuírem maiores armaduras e maiores seções transversais, enquanto no CML os pilares possuem menores armaduras, juntamente com menores seções transversais.

#### **9.4 Indicadores globais**

Para encerrar, fez-se a comparação utilizando os mesmos indicadores anteriores, porém agora utilizando dos quantitativos das duas estruturas de forma global, ou seja, com a junção de todos os elementos (considerando a armadura ativa na laje do CPF), sendo dispostos no Gráfico 5 abaixo. Como as justificativas já foram especificadas em cada caso particular dos elementos estruturais, as justificativas dos indicadores globais serão um resumo do que se foi comentando nos tópicos anteriores, indicando os fatores preponderantes que ocasionaram as diferenças entre as duas estruturas.

Gráfico 5 – Indicadores de consumo globais.



Fonte: O autor.

Observando-se o indicador Aço/Área, têm-se um valor de 38% a mais do CPF em relação ao CML. Como comentando em outras ocasiões particulares, o fator preponderante nesta discrepância se dá pela consideração das ações atípicas na estrutura em CPF, além das ligações entre vigas e pilares serem isostáticas, o que gera um maior consumo de armadura.

Já em relação ao indicador Concreto/Área, têm-se uma diferença superior de 29% dos CML em relação ao CPF. Apesar dos elementos estruturais vigas e pilares do CPF serem de maiores dimensões do que no CML, as lajes são os elementos que acabam influenciando consideravelmente o consumo de concreto entre os dois métodos, visto que no CPF as lajes dispõem-se de alvéolos vazados, que geram uma grande economia de concreto neste método, enquanto que no CML as lajes são maciças, afetando diretamente o consumo de concreto.

Analisando-se o indicador de Fôrmas/Área, a diferença de 1.100% resume-se principalmente pelo índice de reutilização de fôrmas entre os dois métodos, sendo que no CML as fôrmas de madeira são reutilizadas cerca de 15 vezes e no CPF as fôrmas metálicas são reutilizadas aproximadamente 400 vezes, como citado no item 8.

Finalizando os indicadores globais da estrutura, têm-se a taxa de armadura (Aço/Concreto), com uma discrepância de 77% do CPF em relação ao CML. Tal diferença se dá principalmente pelo alto consumo de armadura na estrutura em CPF, devido aos fatores já citados anteriormente, como os processos de fabricação, transporte e montagem, que acabam

solicitando aos elementos desta estrutura armaduras e seções de concreto para resistirem a estes processos, sendo que no CML a estrutura já é montada visando apenas às solicitações oriundas da utilização da estrutura final, ao longo de sua vida útil.

## 10 CONCLUSÃO

Como se viu na ABNT NBR 9062:2006, os processos e regras utilizados para dimensionar as estruturas de concreto pré-fabricado são análogos às moldadas in loco. Desta forma, a maior diferença entre ambas se dá no processo de execução e na consideração das ligações.

Com relação ao processo executivo, as estruturas de concreto pré-fabricado têm grande vantagem quando comparadas às moldadas in loco, como a redução do coeficiente do concreto, devido ao controle quantitativo e qualitativo dos insumos e processos de fabricação desses, gerando maior confiabilidade no comportamento real dessas estruturas. Por outro lado, foram constatadas que as ações atípicas nos processos de armazenamento, transporte e montagem dos elementos do CPF, aumentam consideravelmente os quantitativos de materiais, devido a esforços que acontecerão poucas ou apenas uma vez na estrutura e não considerados no CML.

Entretanto, no que tange às ligações dos elementos pré-fabricados, muitas vezes diminui-se ou até se perde totalmente a superioridade ganhada na fase de execução desses elementos em relação aos moldados in loco. Isto se dá pela dificuldade de obter um comportamento semelhante às ligações das moldadas in loco, que sempre visam o monolitismo. Assim, para se chegar nessa condição, as ligações necessitariam ser interligadas também pelas armaduras dos elementos, gerando muitas vezes complexidades no dimensionamento e execução.

Para evitar tal desvantagem no CPF, utilizou-se de ligações isostáticas no dimensionamento, que são mais práticas de serem executadas. Entretanto, tal consideração afetou consideravelmente os quantitativos de vigas e pilares, concluindo-se que se faz necessária uma análise mais criteriosa da utilização conjunta de outros tipos de ligações, sendo uma bastante utilizada para este afim a do tipo semi-rígida que transfere uma maior parte dos esforços entre viga-pilar, obtendo-se uma maior colaboração entre tais elementos e uma redução dos quantitativos de materiais.

Em se tratando de lajes, conclui-se que a laje maciça para esta edificação tem suas vantagens ligadas as taxas de armadura. Entretanto, quando analisado o aspecto fôrmas e consumo de concreto, elas deixam a desejar, saindo as lajes alveolares em vantagem neste quesito.

Diante dos fatos constatados acima, conclui-se que em relação aos quantitativos de materiais globais, tal edificação apresenta vantagens superiores pelo método em concreto pré-

fabricado, utilizando 73% do concreto e 9,5% das fôrmas utilizados na estrutura em concreto moldado in loco. Por outro lado, a estrutura em concreto moldado in loco utilizou apenas 58% do aço utilizado na estrutura em concreto pré-fabricado, visto que este é o material mais caro em relação ao concreto e as fôrmas.

Como sugestões para futuros estudos complementares deste trabalho, recomenda-se abordar acerca do tempo de execução e custos das duas estruturas, abrangendo de forma global todos os aspectos oriundos deste estudo.

## REFERÊNCIAS

ALVA, G.M.S. **Concepção estrutural de edifícios em concreto armado**. Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria, 2007.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 5738:1994**: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **NBR 5739:1994**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118:2003**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2013.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118:2014**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2013.

\_\_\_\_\_. **NBR 6120:1980**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro, 1980.

\_\_\_\_\_. **NBR 6123:1988**: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

\_\_\_\_\_. **NBR 7222:1994**: Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **NBR 7223:1998**: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_. **NBR 7480:1996**: Barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado. Rio de Janeiro, 1996.

\_\_\_\_\_. **NBR 8522:2003**: Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 8681:2003**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 8953:1992**: Concreto para fins estruturais – Classificação por grupos de resistência - Classificação. Rio de Janeiro, 1992.

\_\_\_\_\_. **NBR 8800:2008**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

\_\_\_\_\_. **NBR 9062:2001**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado - Procedimento. Rio de Janeiro, 2001.

\_\_\_\_\_. **NBR 9062:2006**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado - Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

\_\_\_\_\_. **NBR 12142:2010**: Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR 12721:2006**: Avaliação de custos de construção para incorporação imobiliária e outras disposições para condomínios edifícios. Rio de Janeiro, 2006.

\_\_\_\_\_. **NBR 14931:2003**: Execução de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR ISO 6892-1:2013**: Materiais metálicos – Ensaio de tração – Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2013.

BANET. **Concreto**. Disponível em:

<<http://www.banet.com.br/construcoes/materiais/concreto/concreto.htm>> Acesso em: 27/10/2015.

CAMPOS, P. E. F. **Da argamassa armada ao microconcreto de alto desempenho: perspectivas para o desenvolvimento da pré-fabricação leve**. 2002. 150 f. Dissertação (Doutorado) - Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo São Paulo, 2002.

CARVALHO, R.C.; FIGUEIREDO FILHO, J.R. de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a ABNT NBR 6118:2003**. 3.ed. São Carlos: EdUFSCar, 2013.

DEBS, M. K. El. **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações**, 2000. 1. ed. São Carlos: Rima, 2000.

EUROCODE 2. **Design of concrete structures**. Part 1: general rules and rules for building. Brussels, CEN (ENV 1992-1-1), 1992.

FUSCO, P. B. **Introdução ao projeto estrutural**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1976.

HIETANEN, T. **The relationship between material safety factors and quality control**. In: International Congress of the Precast Concrete Industry, 15; Paris, 1-5 July 1996. Proceedings. Montrouge, Federation de l'Industrie du Beton, p.I.33-I.38. 1996.

ISAIA, G.C. **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. v.2. São Paulo: Ibracon, 2005.

MEDEIROS, J.S.; SABBATINI, F.H. **Componentes pré-moldados de concreto armado para a construção de edifícios habitacionais**. In: 5th International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries, Florianópolis, BR, 1994. Anais Florianópolis: UFSC/ University of Edinburg/ ANTAC. v.1, p.491-497. 1994.

MILITO, J.A. de. **Apostila: Técnicas de Construção Civil**. Campinas: PUC, 2009.

MUNTE, CONSTRUÇÕES INDUSTRIALIZADAS; MELO, C.E.E (Organizador). **Manual Munte de projetos em pré-fabricados de concreto**. São Paulo: Pini, 2004.

ORDÓÑEZ, J. A.F. **Prefabricación: teoría y práctica.** Barcelona: Editores Técnicos Asociados, 1974.

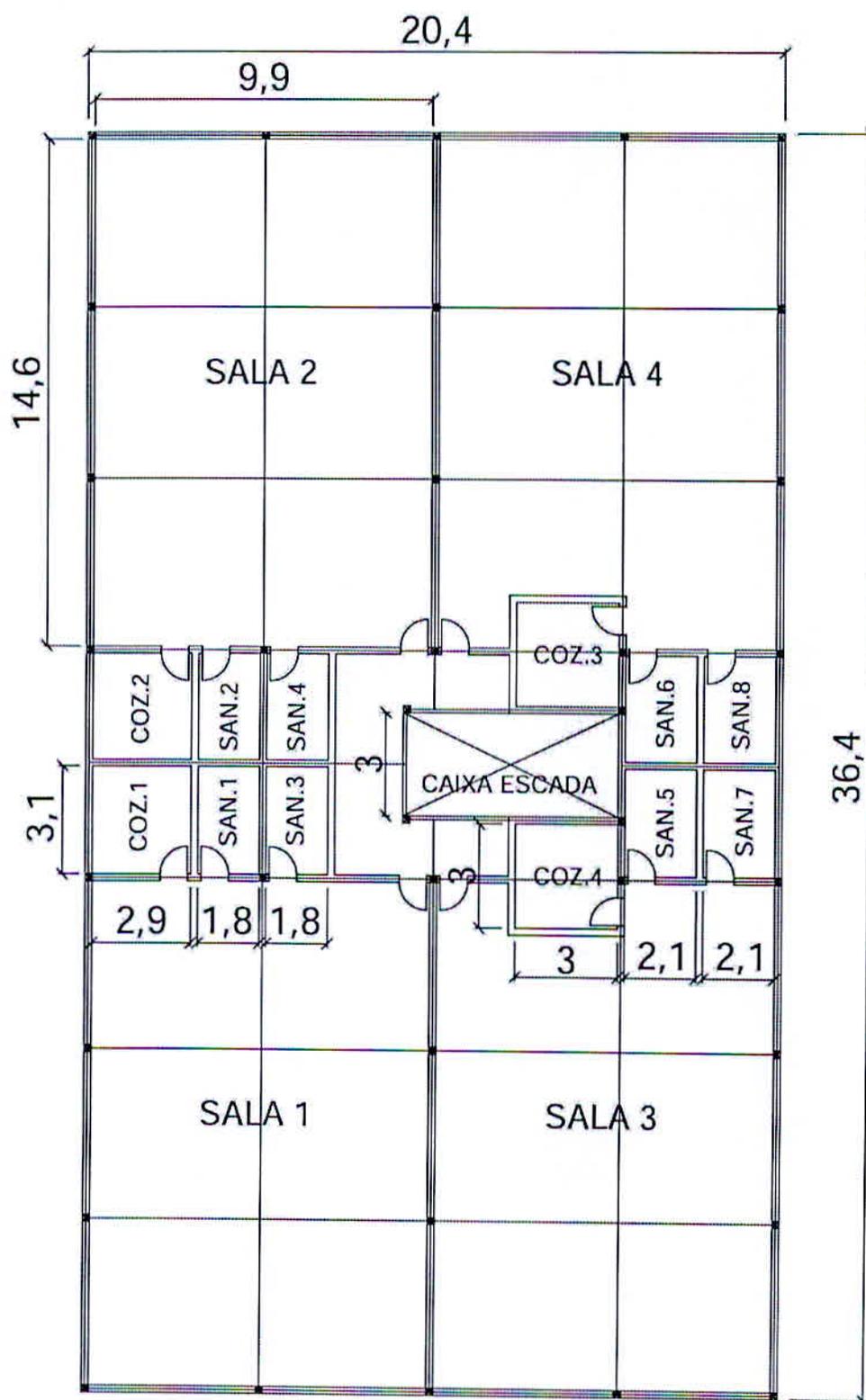
PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. **PCI design handbook: precast and prestressed concrete.** 4. ed. Chicago, PCI, 1992.

SOUZA, E. de, **Trabalho de conclusão de curso: Índices médios de consumo para elaboração de projetos em concreto armado.** Universidade Estadual de Londrina, 2003.

VLASSOV, B.Z., **Piece Longues em Voiles Minces,** Editions Eyrolles, Paris, France, 1962.

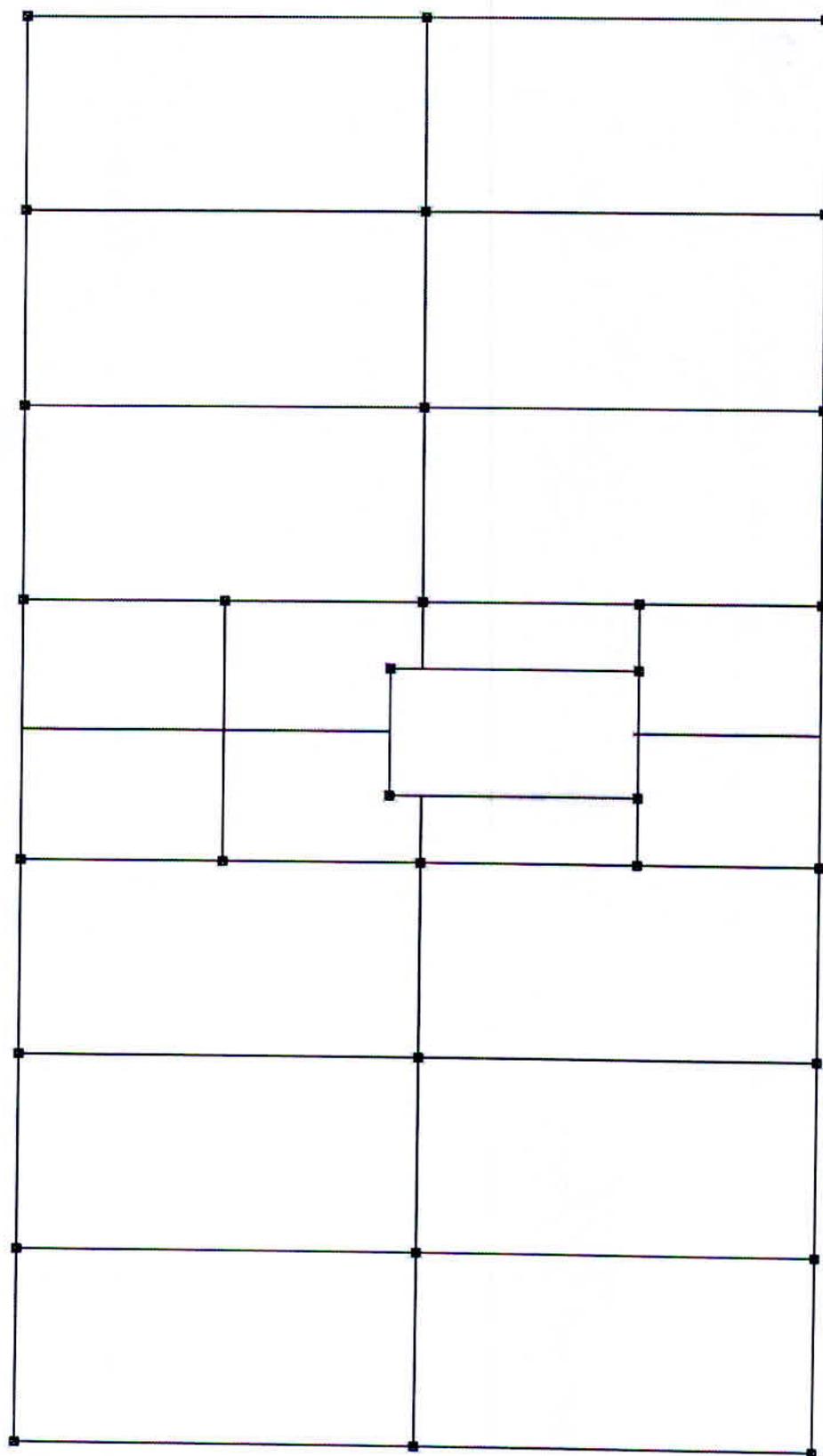
## ANEXO 1 -

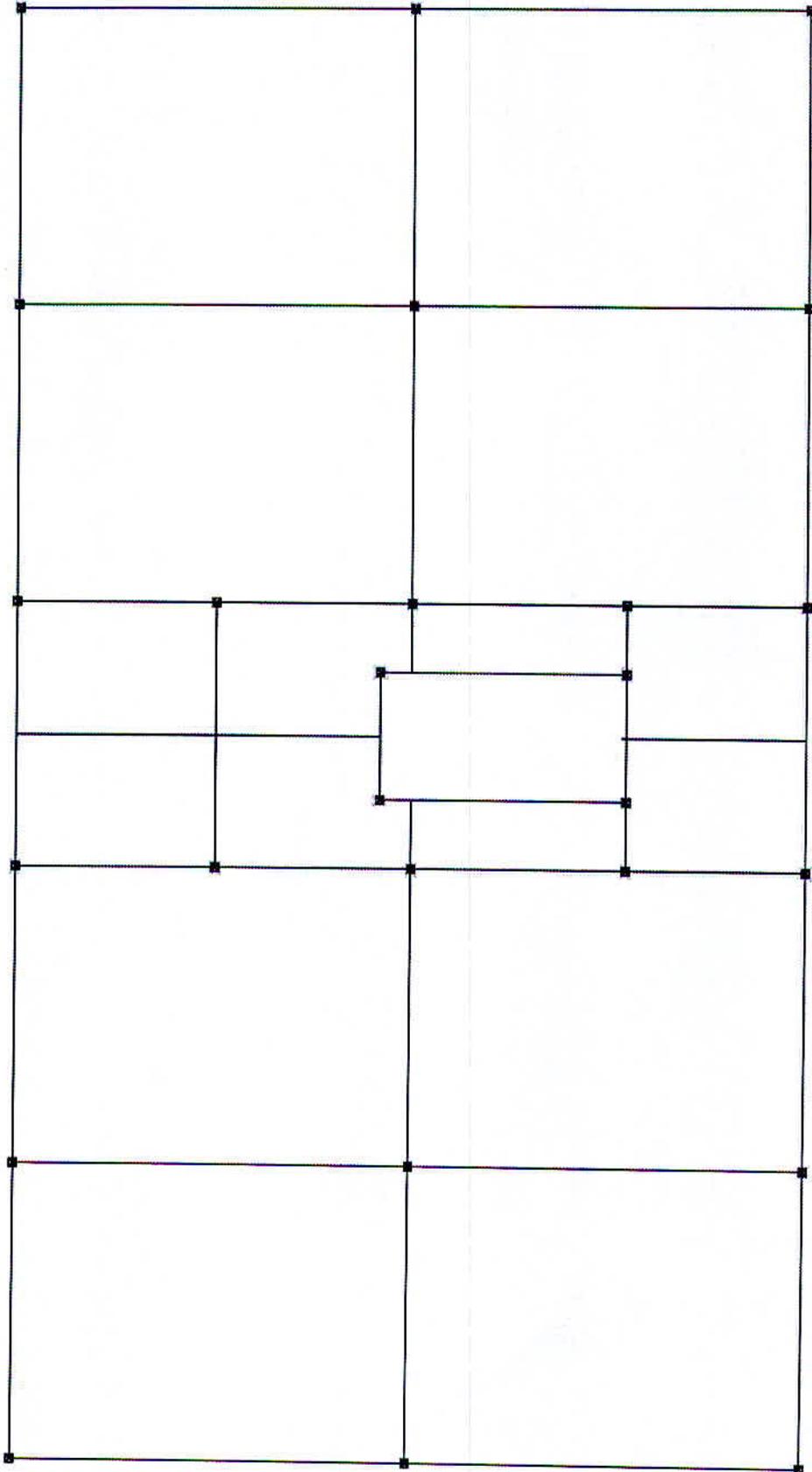
Planta baixa da edificação comercial para estudo de caso – Fonte: O autor.



## ANEXO 2 -

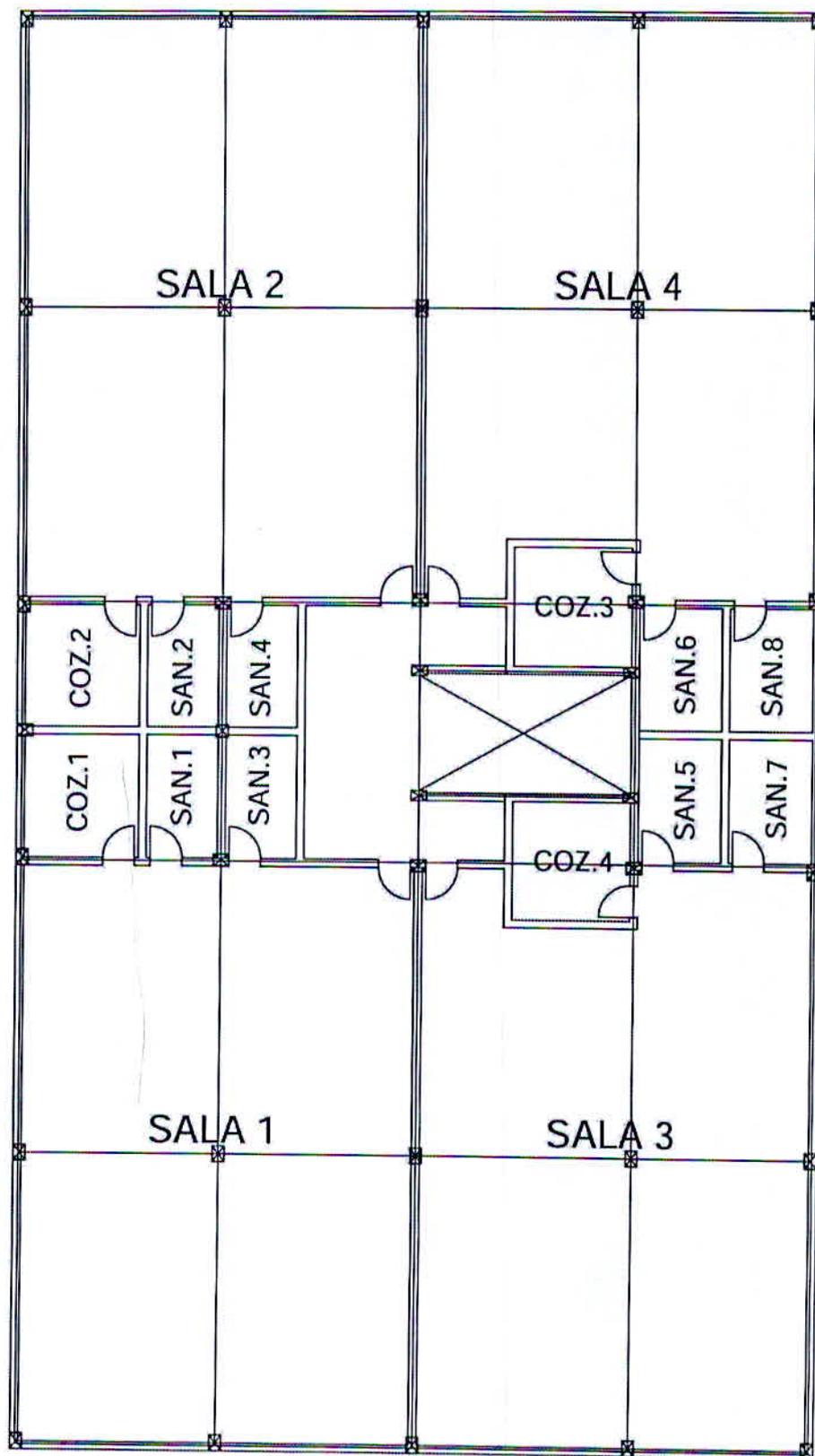
Estudo da disposição de pilares e vigas com vãos maiores – Fonte: O autor.





## ANEXO 3 -

Concepção final da estrutura em concreto moldado in loco – Fonte: O autor.



ANEXO 4 -

Planilha utilizada para cálculo de ações excepcionais nos apoios e elementos estruturais

- Fonte: O autor.

Obs: Preencher somente as células de amarelo:

**Premissas:**

$a_{bie} = (0,9 \cdot a) / (0,9^2 + (a/d)^2)^{1/2}$   
 $h_{bie} = 0,2 \cdot d$   
 $0,5 < (a/d) <= 1 \rightarrow$  console curto

Lc=	40	cm	→	Comprim do console	60
H=	40	cm	→	Largura do Pilar	25
dh=	2	cm			2,5
h=	40	cm			70
b=	40	cm	→	Largura do console	25
a=	20	cm			
d=	38	cm			
h <sub>bie</sub> =	7,6	cm			
a <sub>bie</sub> =	17,3	cm			
(a/d)=	0,52832	cm	→	OK, console curto	

Dados de entrada e resultados:				Memória de cálculo:							
Vd=	39	KN	Vsd=1,2*Vd → Vsd=	46,8	KN	1- Armadura do tirante do console(As,tir)					
Hd=	0	KN	Hsd=0,2*Vsd → Hsd=	9,36	KN	Console curto: Console muito curto:					
fy=	50	KN/cm2	fyd=	43,4783	KN/cm2	As,tir=(1/fyd)*(((Vsd*a)/(0,9*d))+1,2*Hsd) As,tir=(1/fyd)*(((0,8*Vsd)/(1))+Hsd)					
φ=	0,8	cm				As,tir=	0,887810	cm2	As,tir=	1,1	cm2
1- Armadura do tirante horizontal(As,hr)				1.1-Armadura mínima do tirante do console(As,tir)							
As,tir=	0,88781	cm2	φ=	0,8	cm						
As,tir/2=	0,4439	cm2		0,9							
Dividido por 2 pois são duas pernas				Quant=	1,0	barras					

Dados de Entrada:				Resultados:			
Entre com os valores:				Detalhamento das Armaduras:			
obs: Digite somente as células de cor marrom:				Armadura Longitudinal:			
1-Propriedade dos Materiais:				Armadura transversal (Estribos):			
→ Resistência do Concreto (Mpa)	fck=	40		As =	9,746755	cm2	
→ Resistência do aço Ca 50	fy=	50		As' =	0	cm2	
→ Resistência do aço Ca 60	fy=	60		Asmín=	6,9	cm2	
2-Esforços solicitantes:				Armadura transversal (Estribos):			
→ Momento solicitante( Kn*m )	Ms=	161,2		Asw/2 =	3,51	cm2	
→ Força cortante solicitante ( Kn )	Vs=	45,9		Smax =	30	cm	
3-Dimensões da seção Retangular:				Deformação da viga: (flecha)			
h =	60			f =	2,27	cm	
d' =	5			f∞ =	5,59	cm	
d =	55			fadm =	5,60	cm	
bw =	50						

## ANEXO 5 -

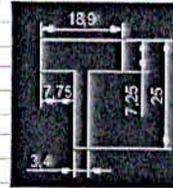
Planilha para verificação de estabilidade lateral dos elementos – Fonte: O autor.

Dados de Entrada:				Resultados:			
Entre com os valores:				Detalhamento das Armaduras:			
obs: Digite somente as células de cor marrom:							
1-Propriedade dos Materiais:				Armadura Longitudinal:			
→ Resistência do Concreto (Mpa)	fck=	40		As =	4,7102	cm <sup>2</sup>	
→ Resistência do aço Ca 50	fy=	50		As' =	0	cm <sup>2</sup>	
→ Resistência do aço Ca 60	fy=	60		Asmin=	5,52	cm <sup>2</sup>	
2-Esforços solicitantes:				Armadura transversal (Estribos):			
→ Momento solicitante (Kn*m)	Ms=	67,7		Asw/2 =	9,8	cm <sup>2</sup>	
→ Força cortante solicitante (Kn)	Vs=	28,5		Smax =		cm	
3-Dimensões da seção Retangular:				Deformação da viga: (flecha)			
h =	30	cm		fmed=	1,31504	cm	
d' =	4	cm		f∞ =	2,935118	cm	
d =	26	cm		fadm=	3,8	cm	
bw =	80	cm		<b>ESTABILIDADE LATERAL OK</b>			

## ANEXO 6 –

## Planilha cálculo de 'viga T' em armadura passiva e ativa – Fonte: Prof. Antônio de Faria

Concreto Armado - Dimensionamento à Flexão Simples - Estado Limite Último			
Seção Retangular ou Tê (Linha Neutra na Mesa ou na Alma)			
Geometria da Seção Transversal		Concreto	
$b_f$ (m)	0,19	$f_{ck}$ (MPa)	40,0
$h_v$ (m)	0,07	Grupo	I
$h$ (m)	0,25	$\lambda$	0,80
$b_w$ (m)	0,03	$\alpha_c$	0,85
$d'$ (m)	0,04	$k_{v,limite}$	0,45
		Armadura Passiva	
		Aço CA	50,0
Esforços Atuantes			
$M_{y1}$ (kN.m)	3,10	$\gamma_f$	1,3
$M_{y2}$ (kN.m)	1,20	$\gamma_f$	1,4
$M_{y3}$ (kN.m)	3,10	$\gamma_f$	1,4
$M_{y4}$ (kN.m)		$\gamma_f$	
$\varphi.M_{y1}^*$ (kN.m)	2,30	$\gamma_f$	1,4
$\varphi.M_{y2}^*$ (kN.m)		$\gamma_f$	
$M_d$ (kN.m)	13,3		
$M_d^*$ (kN.m) - MF resist. Mesa	59,8		
Verificação posição da LN	LN na Mesa		
$M_{d1}$ (kN.m)	0,00		
$M_{d2}$ (kN.m)	13,27		
$b$ (m)	0,19		
$k_{M2}$	0,0532		
$k_v$	0,0808		
Verificação $k_v$	ok!		
$k_x$	0,9677		
$\varepsilon_c$ (‰)	0,879		
$\varepsilon_s$ (‰)	10,000		
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	1,47		



Concreto Protendido - Dimensionamento à Flexão Simples - Estado Limite Último					
Seção Retangular ou Tê (Linha Neutra na Mesa ou na Alma)					
Geometria da Seção Transversal		Concreto		Armadura Ativa	
$b_f$ (m)	0,19	$f_{ck}$ (MPa)	40,0	Aço CP	190,0
$h_v$ (m)	0,07	Grupo	I	$\sigma_{p,pe}$ (MPa)	1.162,4
$h$ (m)	0,25	$\lambda$	0,80	$E_s$ (MPa)	200.000
$b_w$ (m)	0,03	$\alpha_c$	0,85	$A_{p1}$ (cm <sup>2</sup> )	0,6
$d'$ (m)	0,04	$k_{v,limite}$	0,45		
Esforços Atuantes					
$M_{y1}$ (kN.m)	3,10	$\gamma_f$	1,3		
$M_{y2}$ (kN.m)	1,20	$\gamma_f$	1,4		
$M_{y3}$ (kN.m)	3,10	$\gamma_f$	1,4		
$M_{y4}$ (kN.m)		$\gamma_f$			
$\varphi.M_{y1}^*$ (kN.m)	2,30	$\gamma_f$	1,4		
$\varphi.M_{y2}^*$ (kN.m)		$\gamma_f$			
Armadura Ativa COM Aderência					
$M_d$ (kN.m)	13,3				
$M_d^*$ (kN.m) - MF resist. Mesa	59,8				
Verificação posição da LN	LN na Mesa				
$M_{d1}$ (kN.m)	0,00				
$M_{d2}$ (kN.m)	13,27				
$b$ (m)	0,19				
$k_{M2}$	0,0532				
$k_v$	0,0808				
Verificação $k_v$	ok!				
$k_x$	0,9677				
$\varepsilon_c$ (‰)	0,879				
$\varepsilon_s$ (‰)	10,000				
$\varepsilon_p$ (‰)	5,812				
$\alpha$ (‰)	15,812				
$\sigma_p$ (MPa)	1503,88				
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	0,42				
Num Cordoalhas/Cab	1,0				

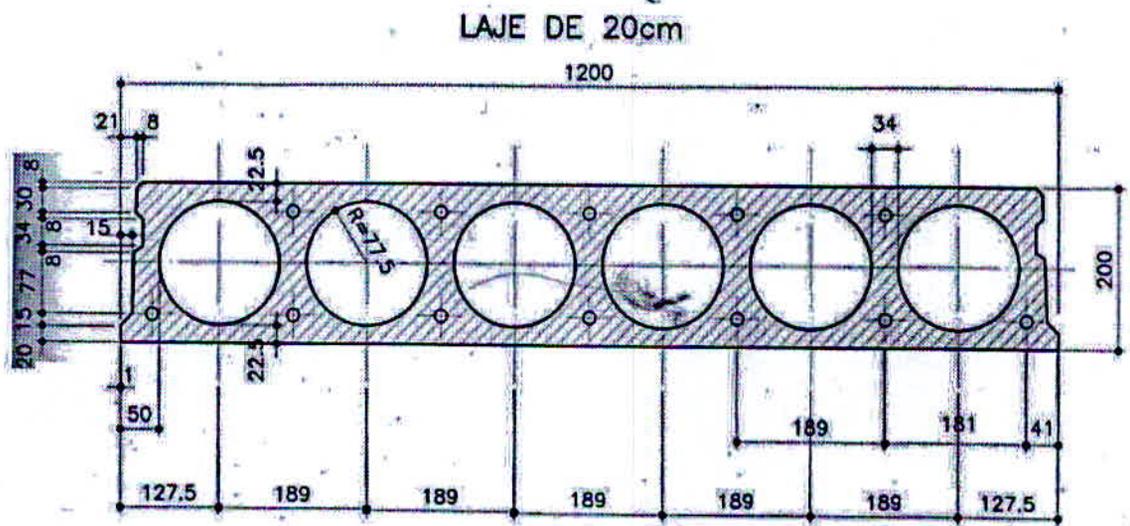
## ANEXO 7 –

## Planilha quantitativos de aço das lajes alveolares – Fonte: O autor.

Barra (mm)	Peso/m (Kg)						
ø10,0mm	0,617						
ø12,5mm	0,963	Cálculo da armadura total - Lajes alveolares					
		Armadura Negativa: (Kg)	1031	Área total de lajes: (m²)		1947,15	
		Tela soldada CA60: (Kg/m²)	1,8				
		Comprimento total das placas 120cm: (m)	1417,14	Armadura/placa (120cm):	12 x	ø10mm	
		Comprimento total das placas 80cm: (m)	19,1	Armadura/placa (80cm):	8 x	ø10mm	
		Comprimento total das placas 45cm: (m)	9,36	Armadura/placa (45cm):	4 x	ø10mm	
(+ parede)		Comprimento total das placas 120cm: (m)	214,5	Armadura/placa (120cm):	12 x	ø12,5mm	
		Placas 120 cm:					
		Aço ø10,0mm (Kg):	10492,50				
		Peso Total: (Kg)	10492,50				
		Placas 80 cm:					
		Aço ø10,0mm (Kg):	94,28	Peso Total: (Armadura Positiva)			
		Peso Total: (Kg)	94,28	Aço ø10,0mm (Kg): 10609,88			
				Aço ø12,5mm (Kg): 2478,76			
				Peso Total: (Kg) 13088,64			
		Placas 45 cm:					
		Aço ø10,0mm (Kg):	23,10	Peso Total: (Tela soldada - capa)			
		Peso Total: (Kg)	23,10	3504,87 Kg			
		Placas 120 cm: (com parede)					
		Aço ø12,5mm (Kg):	2478,76	Peso Total: (Armadura negativa)			
		Peso Total: (Kg)	2478,76	1031 Kg			
				Peso Total: (Total lajes alveolares + capa)			
				17624,51 Kg			

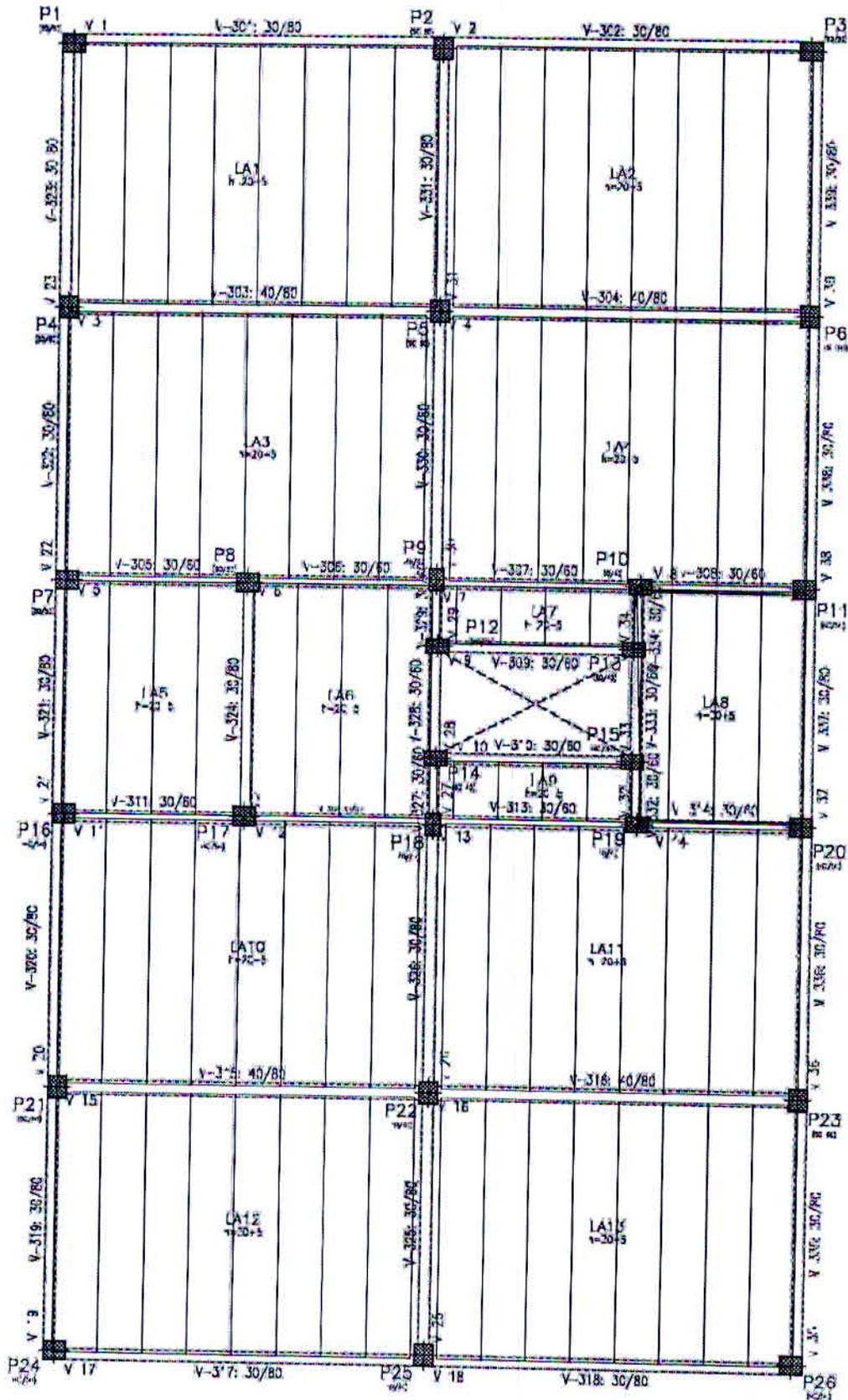
Cordoalha(mm)	Peso/m (Kg)						
ø9,5mm	0,441						
		Cálculo da armadura total - Lajes alveolares					
		Armadura Negativa: (Kg)	1031	Área total de lajes: (m²)		1947,15	
		Tela soldada CA60: (Kg/m²)	1,8				
		Comprimento total das placas 120cm: (m)	1417,14	Armadura/placa (120cm):	6 x	ø9,5mm	
		Comprimento total das placas 80cm: (m)	19,1	Armadura/placa (80cm):	4 x	ø9,5mm	
		Comprimento total das placas 45cm: (m)	9,36	Armadura/placa (45cm):	2 x	ø9,5mm	
(+ parede)		Comprimento total das placas 120cm: (m)	214,5	Armadura/placa (120cm):	12 x	ø9,5mm	
		Placas 120 cm:					
		Cordoalha ø9,5mm (Kg):	3749,75				
		Peso Total: (Kg)	3749,75				
		Placas 80 cm:					
		Cordoalha ø9,5mm (Kg):	33,69	Peso Total: (Armadura Positiva)			
		Peso Total: (Kg)	33,69	Cordoalha ø9,5mm (Kg) 4926,83			
				Peso Total: (Kg) 4926,83			
		Placas 45 cm:					
		Cordoalha ø9,5mm (Kg):	8,26	Peso Total: (Tela soldada - capa)			
		Peso Total: (Kg)	8,26	3504,87 Kg			
		Placas 120 cm:					
		Cordoalha ø9,5mm (Kg):	1135,13	Peso Total: (Armadura negativa)			
		Peso Total: (Kg)	1135,13	1031 Kg			
				Peso Total: (Total lajes alveolares + capa)			
				9462,70 Kg			

ANEXO 8 -  
Modelo Laje alveolar LM-20 - Fonte: Manual Munte



ANEXO 9 -

Planta de fôrmas - CPF - Cypecad - Fonte: O autor.



ANEXO 10 -

Planta de fôrmas - CML - Cypecad - Fonte: O autor.

