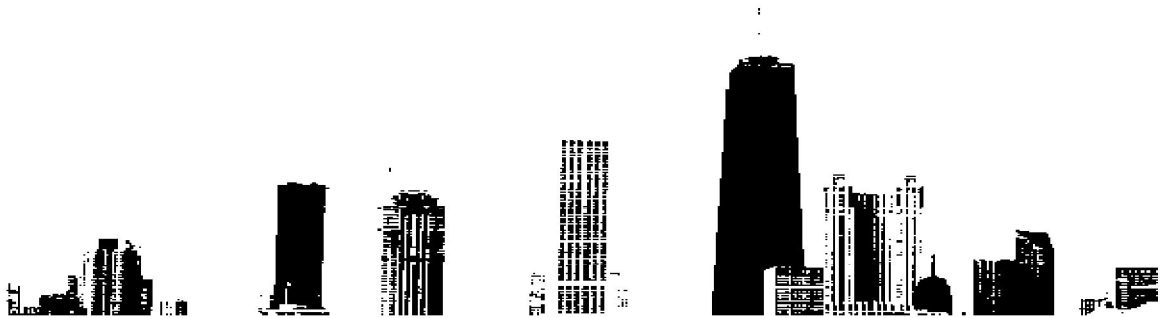




UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR

FACULDADE DE ENGENHARIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA



**TECNOLOGIA E PROCESSOS CONSTRUTIVOS DE
ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS ALTOS**

Nuno Miguel Fraga Gonçalves Roque

Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador: Luiz António Pereira de Oliveira

Junho de 2010

TECNOLOGIA E PROCESSOS CONSTRUTIVOS DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS ALTOS

Nuno Miguel Fraga Gonçalves Roque

“Adquire-se rapidamente o desembaraço fazendo
um trabalho em que se tem grande interesse.”

Thomas Mann

Ao avô Mário, pelo seu exemplo.

AGRADECIMENTOS

Ao terminar este trabalho gostaria de expressar os meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas que de algum modo contribuíram para a sua concretização, em particular:

- Ao Professor Luiz Oliveira, orientador, pela ajuda e interesse manifestados.
- Ao Tiago Mendes, amigo, pela ajuda na digitalização de imagens.
- Ao Gabriel, Joel e Nuno G., amigos e colegas, pela amizade e entreajuda.
- Aos meus pais, pelo apoio e incentivo.
- À Mariana, por tudo.

RESUMO

O texto que se segue constitui fundamentalmente uma síntese, sob a forma de “state-of-art”, dos processos construtivos de estruturas de edifícios altos. Expõe uma investigação acerca da construção dos vários elementos que integram a estrutura destes edifícios (lajes de fundação, pilares, lajes de pisos e núcleos de rigidez), dos materiais empregues e da sua colocação em obra (bombagem de betão). Trata também da pré-fabricação de elementos estruturais e dos vários tipos de guias torre utilizados e apresenta aspectos da inter-relação entre a estrutura e elementos não estruturais, como fachadas ou transportes mecânicos interiores (fundamentalmente elevadores). Este texto refere-se ainda à importância da minuciosa organização da obra e descreve procedimentos que devem ser praticados na construção de um edifício alto.

Não será abordada a execução de fundações profundas (estacas) e muros de contenção (paredes moldadas ou cortinas de estacas), dado que a sua aplicação a edifícios altos não pressupõe processos construtivos significativamente diferentes dos utilizados em edifícios convencionais (embora o volume de material seja maior, bem como a profundidade requerida).

É ainda importante salientar que este trabalho se centra sobretudo nos aspectos relacionados com o betão. Portanto, não serão considerados alguns aspectos do aço como as suas características propriamente ditas, execução, aspectos concretos de montagem mediante soldadura ou parafusos e controlo, contemplando apenas a construção com elementos metálicos como pilares, vigas e lajes.

Este texto inclui, finalmente, uma reflexão acerca da (escassa) construção de edifícios altos em Portugal. Apresentam-se alguns exemplos de edifícios construídos e algumas propostas que permanecem em papel.

Este trabalho é acompanhado por um grande número de imagens (mais de 150) que pretende ilustrar adequadamente cada processo.

Palavras-chave: edifícios altos; estruturas; betão estrutural; betão de alta resistência.

ABSTRACT

The following text represents a synthesis, under the form of “state-of-art”, of construction technology systems for tall buildings structures. It exposes an investigation about the construction of the several elements that integrate the structure of these buildings (slab foundation, columns, slabs and concrete core walls), about the materials used and how those are properly placed in the construction site. It also refers to the structural precast elements, the several types of tower cranes used and it also emphasizes the relationship between the structure and non-structural elements, like façades or interior mechanical transportation (mainly lifts). Furthermore it explains the importance of the careful planning of the construction and describes procedures that should be taken in consideration.

The execution of deep foundation (piles) and retaining walls (diaphragm walls or secant pile walls) will not be considered, since these do not differ significantly from those built for conventional buildings (despite the larger volume of material and depth required).

This work will be centered overall on concrete. Therefore, certain aspects of steel, such as its characteristics, execution, particular features about welded and bolted connections and control, will not be addressed, although some steel elements (columns, beams and slabs) may be considered.

Finally, is it included a personal reflection about tall building construction in Portugal, based on examples which will also be presented.

This work is accompanied by a great number of pictures (more than 150) that intends to illustrate each subject appropriately.

Key words: tall buildings; structures; structural concrete; high-performance concrete.

ÍNDICE

ÍNDICE GERAL

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS.....	1
1.2. BREVE EVOLUÇÃO HISTÓRICA.....	1
1.3. PANORAMA INTERNACIONAL	6
1.4. ORGANIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DO TRABALHO.....	7
2. FUNDAÇÕES.....	9
2.1. FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS.....	9
2.1.1. Introdução	9
2.1.2. Materiais.....	10
2.1.3. Processo construtivo de lajes de fundação.....	11
2.1.4. Controlo de execução.....	16
3. PILARES	17
3.1. INTRODUÇÃO.....	17
3.2. EXEMPLOS	18
3.3. EXECUÇÃO DE TIPOLOGIAS HABITUAIS.....	20
3.3.1. Pilares metálicos.....	20
3.3.2. Pilares de betão.....	23
3.3.3. Pilares mistos	24
4. LAJES	29
4.1. INTRODUÇÃO.....	29
4.1.1. Características.....	29
4.1.2. Classificação	29
4.1.3. Tipologias.....	30
4.2. COFRAGENS	32
4.2.1. Generalidades	32
4.2.2. Sistemas desmontáveis	32
4.2.3. Cofragens industrializadas ou mesas.....	35
4.3. SINGULARIDADES.....	38
4.3.1. Interação com outros elementos estruturais	38
4.3.2. Singularidades próprias	40
4.4. EXECUÇÃO.....	41

4.4.1.	Generalidades	41
4.4.2.	Processo construtivo.....	42
4.4.3.	Programação.....	45
5.	PARAMENTOS DE BETÃO.....	49
5.1.	INTRODUÇÃO	49
5.2.	SISTEMAS DE COFRAGENS DE MUROS	49
5.2.1.	Tradicional.....	49
5.2.2.	Cofragem de uma face.....	50
5.2.3.	Cofragem trepante.....	51
5.2.4.	Cofragem auto-trepante.....	51
5.2.5.	Cofragem trepante guiada.....	51
5.2.6.	Cofragem deslizante	52
5.3.	COFRAGEM TREPANTE	52
5.3.1.	Descrição	52
5.3.2.	Painel de cofragem	53
5.3.3.	Unidade trepante	53
5.3.4.	Elementos de conexão.....	53
5.3.5.	Ancoragens	54
5.3.6.	Plataformas interiores trepantes.....	55
5.4.	COFRAGEM AUTO-TREPANTE	56
5.4.1.	Descrição	56
5.4.2.	Cofragem auto-trepante para aberturas interiores	57
5.4.3.	Execução monolítica de muros e lajes	58
5.4.4.	Vantagens das cofragens auto-trepantes	59
5.4.5.	Comparação entre cofragens trepantes e auto-trepantes em edifícios altos	60
5.4.6.	Tipologia de lajes.....	61
5.4.7.	Colocação da armadura em obra	62
5.4.8.	Montagem e funcionamento da cofragem auto-trepante.....	62
5.4.9.	Modos operativos, limitações e rendimentos de cofragens auto-trepantes.....	63
5.4.10.	Cofragens de aberturas, portas e janelas.....	64
5.5.	COFRAGEM TREPANTE GUIADA.....	64
5.6.	COFRAGEM DESLIZANTE	66
5.6.1.	Descrição do sistema de cofragem deslizante.....	67
5.7.	SELECÇÃO DO TIPO DE COFRAGEM.....	71
5.8.	CONSIDERAÇÕES A TER EM CONTA NO PROJECTO	72
5.9.	LIGAÇÃO MURO-ESTRUTURA HORIZONTAL.....	73
5.9.1.	Viga metálica	73
5.9.2.	Viga de betão “in situ”	73
5.9.3.	Viga de betão pré-fabricada.....	74
5.9.4.	Lajes armadas (laje maciça ou laje colaborante)	74
6.	BETÕES.....	75

6.1.	INTRODUÇÃO	75
6.2.	EXECUÇÃO E COLOCAÇÃO EM OBRA DE BETÃO EM EDIFÍCIOS ALTOS	77
6.2.1.	Particularidades do processo construtivo	77
6.2.2.	Requerimentos da mistura de betão em edifícios altos.....	80
6.2.3.	Influência dos tempos de produção no fabrico de betão	81
6.2.4.	Medidas de protecção e cura	83
7.	BOMBAGEM DE BETÃO.....	85
7.1.	INTRODUÇÃO	85
7.2.	PROCESSO DE BOMBAGEM DE BETÃO	86
7.2.1.	Bombagem com autobombas.....	86
7.2.2.	Bombagem com bombas estacionárias.....	86
7.2.3.	Localização da bomba de betão.....	87
7.3.	SELECÇÃO DA BOMBA DE BETÃO.....	87
7.3.1.	Potência da bomba de betão. Número de identificação técnica	87
7.3.2.	Pressão de bombagem.....	88
7.3.3.	Ábacos para determinar a pressão de bombagem	90
7.4.	TUBAGEM DE TRANSPORTE.....	92
7.4.1.	Generalidades	92
7.4.2.	Diâmetro da tubagem	92
7.4.3.	União por flanges. Tipos de acoplamentos.....	92
7.4.4.	Espessura de parede e desgaste das tubagens	93
7.4.5.	Tramos de saída da bomba de betão e reduções.....	94
7.4.6.	Tramos especiais.....	94
7.4.7.	Mangueiras intermédias e finais.....	94
7.4.8.	Acessórios de tubagens.....	95
7.4.9.	Colocação da tubagem	96
7.4.10.	Limpeza da tubagem	98
7.5.	DISTRIBUIÇÃO DE BETÃO	99
7.5.1.	Distribuição do betão com lanças separadas.....	99
7.5.2.	Distribuição de betão com mangueira final.....	100
7.6.	BOMBAGEM DE BETÃO EM CONDIÇÕES EXTREMAS	100
7.6.1.	Bombagem de betão com temperaturas exteriores altas	100
7.6.2.	Bombagem de betão com temperaturas exteriores baixas	101
7.7.	BETÃO BOMBÁVEL.....	101
7.8.	ENSAIOS PRÉVIOS.....	102
7.8.1.	Realização da prova	104
8.	ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS DE BETÃO.....	105
8.1.	INTRODUÇÃO	105
8.2.	ELEMENTOS ESTRUTURAIS PRÉ-FABRICADOS.....	106

8.2.1.	Pilares e vigas	106
8.2.2.	Lajes.....	107
8.2.3.	Núcleos de rigidez	108
8.2.4.	Painéis portantes	109
8.2.5.	Escadas.....	110
9.	GRUAS TORRE	111
9.1.	INTRODUÇÃO	111
9.2.	SELECÇÃO DAS GRUAS E ESTUDO DE IMPLANTAÇÃO.....	111
9.2.1.	Tipo de braço giratório	111
9.2.2.	Tipo de torre	112
9.2.3.	Capacidade	112
9.2.4.	Altura inicial de montagem.....	114
9.2.5.	Mecanismos	114
9.2.6.	Vários.....	114
9.3.	GRUAS AUTO-ESTÁVEIS	114
9.4.	GRUAS LIGADAS AO EDIFÍCIO	115
9.4.1.	Fases de trepagem	116
9.4.2.	Marcos de ligação.....	118
9.4.3.	Ancoragens no edifício.....	120
9.4.4.	Sistema de telescopagem.....	120
9.4.5.	Desmontagem	123
9.5.	GRUAS TREPANTES DENTRO DO EDIFÍCIO.....	123
9.5.1.	Montagem inicial e fases de trepagem	123
9.5.2.	Detalhes	125
9.5.3.	Esforços	127
9.5.4.	Desmontagem	127
9.6.	SISTEMAS DE SEGURANÇA.....	128
9.6.1.	Anemómetro.....	129
9.6.2.	Anti-colisão.....	129
9.6.3.	Restrição da área de trabalho	130
9.6.4.	Registo e transmissão de dados	130
9.6.5.	Aumento da capacidade de carga.....	131
10.	INTER-RELAÇÃO DA ESTRUTURA COM OUTROS ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS.....	133
10.1.	INTRODUÇÃO	133
10.2.	INTER-RELAÇÃO ENTRE ESTRUTURA E INSTALAÇÕES.....	133
10.2.1.	Inter-relação na vertical. Pisos técnicos	133
10.2.2.	Inter-relação com o núcleo de rigidez.....	135
10.2.3.	Inter-relação em planta	136
10.3.	INTER-RELAÇÃO ENTRE FACHADA E ESTRUTURA.....	137

10.4.	INTER-RELAÇÃO ENTRE ELEVADORES E ESTRUTURA.....	138
11.	ORGANIZAÇÃO DA OBRA.....	141
11.1.	INTRODUÇÃO.....	141
11.2.	MEIOS PARA A CONSTRUÇÃO DE UM EDIFÍCIO ALTO.....	141
11.2.1.	Gruas torre.....	142
11.2.2.	Monta-cargas.....	143
11.2.3.	Elevadores de obra.....	145
11.2.4.	Transporte de betão.....	146
11.2.5.	Cofragens do núcleo.....	146
11.2.6.	Outros meios auxiliares.....	146
11.2.7.	Armazéns e logística.....	147
11.2.8.	Protecção contra o fogo e extinção de incêndios durante a execução da obra.....	148
11.3.	ORGANIZAÇÃO DA OBRA.....	149
11.3.1.	Ciclo de construção da estrutura do piso tipo.....	149
11.3.2.	Sequência de actividades.....	151
12.	CONSTRUÇÃO DE EDIFÍCIOS ALTOS EM PORTUGAL.....	153
12.1.	PANORAMA ACTUAL.....	153
12.2.	CONDICIONANTES.....	155
12.3.	EDIFÍCIOS PROPOSTOS.....	155
13.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	159
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	163

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Torre de Babel de Pieter Brueghel (1563) (Lepik, 2004).....	2
Figura 1.2 – Pirâmides de Gizé (Wells, 2005).....	2
Figura 1.3 – Giraldas de Sevilha e Marraquexe (Wells, 2005).....	3
Figura 1.4 – Catedral de Ulm (Wells, 2005).....	3
Figura 1.5 – Torre Eiffel (Lepik, 2004).....	4
Figura 1.6 – Empire State Bulding (Wells, 2005).....	5
Figura 1.7 – Burj Khalifa (CTBUH, 2010).....	6
Figura 2.1 – Detalhe de ancoragens passivas (Gallego, 2006).....	10
Figura 2.2 – Implantação da laje de fundação da Torre Espacio (Gallego, 2006).....	11
Figura 2.3 – Disposição em planta da armadura da armadura de esforço transversal (Gallego, 2006).....	13
Figura 2.4 – Interferência da armadura superior da laje com a estrutura vertical (Urzaiz, 2006).....	13
Figura 2.5 – Disposição das bainhas de pré-esforço numa direcção (Gallego, 2006).....	14
Figura 2.6 – Fases de betonagem da laje de fundação da Torre Sacyr-Vallehermoso (Cálzon; Navarro, 2008).....	15
Figura 2.7 – Vista geral de laje armada com juntas de rede de metal distendido na Torre Caja Madrid (Urzaiz, 2006).....	15
Figura 3.1 – Torre Europa (Madrid) e World Trade Center (Nova Iorque) (Wells, 2005).....	17
Figura 3.2 – Torre Jin Mao (Shangai) (Lepik, 2004).....	18
Figura 3.3 – Torres Petronas (Kuala Lumpur) e Bank of China (Hong Kong) (Lepik, 2004).....	18
Figura 3.4 – Torre Sacyr-Vallehermoso (Madrid) (Calzón; Navarro, 2008).....	19
Figura 3.5 – Megapilares em núcleos na Torre Caja Madrid (Urzaiz, 2006).....	19
Figura 3.6 – Secções típicas de pilares (Eisele; Kloft, 1999).....	20
Figura 3.7 – Ligações de perfis metálicos (Eisele; Kloft, 1999).....	21
Figura 3.8 – Arranque de pilares metálicos (Eisele; Kloft, 1999).....	21
Figura 3.9 – Ligação entre pilares metálicos (Cruz, 2009).....	22
Figura 3.10 – Torre Picasso (Madrid). Alçado e detalhe de pilares pré-fabricados (Hermoso, 2005).....	22
Figura 3.11 – Secções tipo de pilares de betão (Eisele; Kloft, 1999).....	23
Figura 3.12 – Secções tipo de pilares mistos (Eisele; Kloft, 1999).....	25
Figura 3.13 – Arranque de pilares mistos (Eisele; Kloft, 1999).....	26
Figura 3.14 – Cofragem modular de contraplacado com película fenólica e remate de capitel (Sainz, 2006).....	26
Figura 3.15 – Cofragem metálica e remate de capitel (Sainz, 2006).....	27
Figura 3.16 – Cofragem sintética e remate de capitel (Ferrer, 2006).....	27
Figura 4.1 – Esquema da planta a 120m das CTBA (Casares, 2008).....	31
Figura 4.2 – Esquema da cofragem com cabeçal recuperável.....	33
Figura 4.3 – Vista superior e inferior de uma cofragem com cabeçal recuperável (Peri, 2008).....	33
Figura 4.4 – Esquema de cofragem com cabeçal de caída (Peri, 2008).....	34
Figura 4.5 – Cofragem com cabeçal de caída. Esquema de funcionamento (Peri, 2008).....	34
Figura 4.6 – Vista superior, inferior e escoramento de uma cofragem com cabeçal de caída (Peri, 2008).....	34
Figura 4.7 – Montagem tipo e acessórios de mesas móveis (Doka, 2007).....	36
Figura 4.8 – Perspectiva e parte inferior de mesas móveis (Doka, 2007).....	36
Figura 4.9 – Carro de translação de mesas móveis (Peri, 2008).....	36
Figura 4.10 – Garfo e cinta de carga de elevação de mesas móveis (Peri, 2008).....	37
Figura 4.11 – Plataforma extensível de elevação e sistema de elevação suspenso da laje de mesas móveis (Doka, 2007).....	37
Figura 4.12 – Vista geral e detalhe da base de mesas auto-móveis (Peri, 2008).....	38
Figura 4.13 – Elevação de mesas auto-móveis (Peri, 2008).....	38
Figura 4.14 – Cintagem do pilar através da laje (García, 2006).....	39
Figura 4.15 – Ligação laje-muro com esperas dobradas (Calavera, 1999).....	40

Figura 4.16 – Ligação laje-muro com conector (Calavera, 1999)	40
Figura 4.17 – Ligação laje-muro com abertura no muro (Calavera, 1999)	40
Figura 5.1 – Arranques de núcleos com cofragem tradicional (Somavilla, 2005).....	50
Figura 5.2 – Ancoragens de cofragem de uma face (Somavilla, 2005).....	50
Figura 5.3 – Esquema e fotografia de cofragem de uma face (Somavilla, 2005)	51
Figura 5.4 – Módulo trepante (Peri, 2008)	52
Figura 5.5 – Carro de avanço (Peri, 2008).....	53
Figura 5.6 – Ancoragens de trepagem (Peri, 2008)	53
Figura 5.7 – Detalhe de ancoragem de trepagem: A – cone; B – bainha; C – parafuso; D – placa; E – marca de segurança (Peri, 2008)	54
Figura 5.8 – Sequência de trepagem (betonagem, arranque e montagens iniciais) (Peri, 2008).....	54
Figura 5.9 – Sequência de trepagem (primeira trepagem e montagem de plataformas inferiores) (Peri, 2008)	54
Figura 5.10 – Sequência de trepagem (execução de trepagem tipo) (Peri, 2008)	55
Figura 5.11 – Plataformas interiores trepantes para aberturas médias e pequenas (Peri, 2008)	55
Figura 5.12 – Soluções de apoio de plataforma interior (Peri, 2008)	55
Figura 5.13 – Módulo “standard” auto-trepante, carril trepante e central hidráulica (Peri, 2008)	56
Figura 5.14 – Detalhe de sistema hidráulico (Urzaiz, 2006)	56
Figura 5.15 – Detalhes de suportes de carril auto-trepante (Urzaiz, 2006)	57
Figura 5.16 – Sequência auto-trepante (Somavilla, 2005).....	57
Figura 5.17 – Plataformas interiores auto-trepantes (Peri, 2008)	57
Figura 5.18 – Módulos suspensos auto-trepantes (Peri, 2008)	58
Figura 5.19 – Execução monolítica com laje em ambos os lados do muro (Peri, 2008).....	58
Figura 5.20 – Distribuidor de betão sobre plataforma interior na Torre Agbar (Barcelona) e Torre Sacyr-Vallehermoso (Hermoso, 2005).....	59
Figura 5.21 – Distribuidor de betão sobre consolas exteriores suspensas na Torre Caja Madrid (Lakota; Alarcón, 2008).....	59
Figura 5.22 – Cofragem de laje interior suspensa de uma plataforma auto-trepante (Peri, 2008)	60
Figura 5.23 – Ponte grua suspensa de uma plataforma auto-trepante interior (Peri, 2008).....	60
Figura 5.24 – Betonagem monolítica na Torre Espacio. Plataformas interiores em núcleos com cofragem exterior suspensa (García, 2006).....	61
Figura 5.25 – Pré-montagens de plataformas interiores (Somavilla, 2005).....	62
Figura 5.26 – Distintas fases de montagem (Somavilla, 2005).....	62
Figura 5.27 – Diversos detalhes de segurança em plataformas (Somavilla, 2005).....	63
Figura 5.28 – Módulos de protecção de fachada na Torre de Cristal e Torre Sacyr-Vallehermoso (Hermoso, 2005).....	64
Figura 5.29 – Cofragem trepante guiada. Módulo e sequência típica (Peri, 2008).....	65
Figura 5.30 – Suportes guia (Peri, 2008).....	65
Figura 5.31 – Incorporação de sistemas hidráulicos numa cofragem trepante guiada (Peri, 2008).....	66
Figura 5.32 – Núcleo deslizado no edifício Puerta de Europa (Madrid) (Somavilla, 2005)	66
Figura 5.33 – Secção tipo de uma cofragem deslizante (Somavilla, 2005).....	67
Figura 5.34 – Cavaletes e tubos de ascensão (Somavilla, 2005)	68
Figura 5.35 – Tubos de ascensão nos tubos de cofragem (Somavilla, 2005)	68
Figura 5.36 – Plataformas em cofragens deslizantes (Somavilla, 2005).....	69
Figura 5.37 – Fases de montagem de uma cofragem deslizante (Somavilla, 2005)	70
Figura 5.38 – Grua auto-estável (150m) para deslize de núcleos (Somavilla, 2005).....	71
Figura 5.39 – Esquema de grua montada na plataforma de cofragem (Somavilla, 2005)	71
Figura 5.40 – Placas metálicas fixadas à armadura antes de betonar (Sainz, 2006)	73
Figura 5.41 – Acopladores conectores de armadura em ligação de viga (García, 2006)	74
Figura 5.42 – Laje conectada a muro mediante acopladores (García, 2006).....	74
Figura 6.1 – Emenda mecânica com acopladores (Navarro; Calzón, 2008)	77
Figura 6.2 – Industrialização das armaduras em laje de fundação (Gallego, 2006)	79
Figura 6.3 – Bainhas de pré-esforço em muro de núcleo na Torre Espacio (Navarro; Calzón, 2008) .	80

Figura 6.4 – Distribuidor de betão pelo interior do núcleo (García, 2006).....	83
Figura 7.1 – Burj Khalifa. Aspecto do sistema de bombagem de betão (Cruz, 2009).....	85
Figura 7.2 – Autobomba de betão (Putzmeister, 2009).....	86
Figura 7.3 – Bomba estacionária de última geração (Putzmeister, 2009).....	87
Figura 7.4 – Relação entre potência de accionamento, caudal e pressão (Putzmeister, 2009).....	88
Figura 7.5 – Betão com consistência fluida (García, 2006).....	89
Figura 7.6 – Cotovelo de raio 1m e DN 125 (Sainz, 2006).....	90
Figura 7.7 – Caudal de cálculo e diâmetro da tubagem (Putzmeister, 2009).....	90
Figura 7.8 – Comprimento virtual da tubagem (Putzmeister, 2009).....	91
Figura 7.9 – Espalhamento do betão fresco (Putzmeister, 2009).....	91
Figura 7.10 – Potência do motor e gama de caudais (Putzmeister, 2009).....	91
Figura 7.11 – Flanges de união de tubagem e cotovelo (Sainz, 2006).....	93
Figura 7.12 – Flange de união em tubagem DN 125 (Sainz, 2006).....	93
Figura 7.13 – Acoplamento da tubagem à bomba de betão (Sainz, 2006).....	94
Figura 7.14 – Mangueiras de distribuição intermédias e finais (Urzaiz, 2006).....	95
Figura 7.15 – Válvula de fecho accionada hidráulicamente (Urzaiz, 2006).....	95
Figura 7.16 – Tubagem coberta (Sainz, 2006).....	96
Figura 7.17 – Tubagem de serviço e reserva fixada no núcleo de rigidez (Sainz, 2006).....	97
Figura 7.18 – Fixações da tubagem de serviço e reserva (Sainz, 2006).....	97
Figura 7.19 – Processo de limpeza de bomba de betão (Urzaiz, 2006).....	98
Figura 7.20 – Dispositivos de limpeza de tubagem (Putzmeister, 2009).....	98
Figura 7.21 – Lança de distribuição (García, 2006).....	99
Figura 7.22 – Lança de distribuição montada sobre cofragem auto-trepante (Ferrer, 2006).....	99
Figura 7.23 – Coluna tubular auto-trepante de distribuidor desmontável (Ferrer, 2006).....	100
Figura 7.24 – Distribuição de betão com mangueira final (García, 2006).....	100
Figura 7.25 – Equipamento para provas de bombagem (García, 2006).....	102
Figura 7.26 – Realização da prova de bombagem (García, 2006).....	103
Figura 8.1 – Edifício The Paramount (São Francisco) (Cruz, 2009).....	106
Figura 8.2 – Edifícios North Galaxy (Bruxelas) (Cruz, 2009).....	107
Figura 8.3 – Laje alveolar da Torre de Cristal (Temprano; Castilla; Viñals, 2008).....	108
Figura 8.4 – Pré-lajes em edifício alto (Cruz, 2005).....	108
Figura 8.5 – Edifício construído integralmente com painéis portantes (Holanda) (Cruz, 2009).....	109
Figura 8.6 – Pannel de betão pré-fabricado com dupla camada (Eisele; Kloft, 1999).....	109
Figura 8.7 – Escadas pré-fabricadas da Torre de Cristal (Temprano; Castilla; Viñals, 2008).....	110
Figura 9.1 – Grua de lança horizontal (Manitowoc, 2010).....	111
Figura 9.2 – Gruas de lança abatível (Liebherr, 2010).....	112
Figura 9.3 – Curva de carga (Cardoso, 2005).....	113
Figura 9.4 – Esquema de esforços na fundação de uma grua (Cardoso, 2005).....	113
Figura 9.5 – Quadro de características de mecanismos (Manitowoc, 2010).....	114
Figura 9.6 – Grua auto-estável (Manitowoc, 2010).....	115
Figura 9.7 – Gruas ligadas a edifício (Manitowoc, 2010).....	116
Figura 9.8 – Montagem de grua. Primeira montagem (fase 1) (Manitowoc, 2010).....	116
Figura 9.9 – Montagem de grua. Fases intermédias (fase 2 e fase 3) (Manitowoc, 2010).....	117
Figura 9.10 – Montagem de grua. Fases intermédias (fase 4 e fase 5) (Manitowoc, 2010).....	117
Figura 9.11 – Montagem de grua. Final (fase 6) (Manitowoc, 2010).....	118
Figura 9.12 – Ligação com 3 barras e 2 ancoragens (Manitowoc, 2010).....	118
Figura 9.13 – Ligação com 3 barras e 3 ancoragens (Manitowoc, 2010).....	119
Figura 9.14 – Ligação com 4 barras e 4 ancoragens (Manitowoc, 2010).....	119
Figura 9.15 – Ligação com 4 barras e 3 ancoragens (Manitowoc, 2010).....	119
Figura 9.16 – Ligação com 3 barras (Liebherr, 2010).....	120
Figura 9.17 – Ligação ao edifício (Liebherr, 2010).....	120
Figura 9.18 – Detalhe de telescopagem interior (Manitowoc, 2010).....	121
Figura 9.19 – Operação de telescopagem exterior (Liebherr, 2010).....	122

Figura 9.20 – Fases de telescopagem exterior (Liebherr, 2010)	122
Figura 9.21 – Gruas trepantes dentro de um edifício (Liebherr, 2010).....	123
Figura 9.22 – Fases de trepagem (I) (Liebherr, 2010).....	124
Figura 9.23 – Fases de trepagem (Liebherr, 2010)	125
Figura 9.24 – Marco inferior (Liebherr, 2010).....	125
Figura 9.25 – Marco inferior com apoios inferiores (Liebherr, 2010).....	126
Figura 9.26 – Sistema hidráulico com travessa de trepagem (Liebherr, 2010)	126
Figura 9.27 – Travessa de trepagem apoiada na escada (Liebherr, 2010).....	126
Figura 9.28 – Grua Derrick (Liebherr, 2010)	127
Figura 9.29 – Desmontagem por helicóptero (Liebherr, 2010)	128
Figura 9.30 – Monitor de grua (Liebherr, 2010).....	129
Figura 9.31 – Cabina de grua com monitor (Liebherr, 2010)	129
Figura 9.32 – Sistema anti-colisão (Liebherr, 2010).....	130
Figura 9.33 – Restrição da área de trabalho (Liebherr, 2010)	130
Figura 9.34 – Incremento da capacidade de carga (Liebherr, 2010)	131
Figura 10.1 – Esquema geral de instalações de água e electricidade (Wells, 2005).....	134
Figura 10.2 – Aberturas no núcleo central (Cruz, 2009).....	136
Figura 10.3 – Relação entre vigas metálicas e instalações (Cruz, 2009).....	137
Figura 10.4 – Fachadas modulares de grande dimensão (Eisele; Kloft, 1999)	138
Figura 10.5 – Caixa de elevador de um edifício alto (Eisele; Kloft, 1999)	139
Figura 11.1 – Monta-cargas monomastro de duas cabinas (Electroelsa, 2010).....	144
Figura 11.2 – Plataformas de acesso entre o monta-cargas e os pisos no edifício Taipei 101 (Cruz, 2009)	145
Figura 11.3 – Mini-grua para montagem de estrutura metálica (Urzaiz, 2006).....	146
Figura 11.4 – Mini-grua com ventosas eléctricas (Sainz, 2006)	147
Figura 11.5 – Montagem de fachadas cortina a partir de pisos superiores (Eisele; Kloft, 1999).....	147
Figura 11.6 – Divisão do piso em zonas de trabalho da Torre IBC (Wells, 2005)	151
Figura 11.7 – Avanço da estrutura da Torre Sacyr-Vallehermoso (Calzón; Navarro, 2008)	151
Figura 12.1 – Torre de Monsanto (http://www.torredemonsanto.com/).....	153
Figura 12.2 – Torre São Rafael e São Gabriel.....	153
Figura 12.3 – Sheraton Lisboa Hotel & Towers.....	154
Figura 12.4 – Torre Vasco da Gama Royal Hotel (http://www.nla.pt/).....	154
Figura 12.5 – Torre da Margueira (http://www.skyscrapercity.com/)	156
Figura 12.6 – Edifício Compave (http://www.skyscrapercity.com/)	156
Figura 12.7 – Propostas de edifícios altos para Portugal (http://www.skyscrapercity.com/)	157

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 4.1 – Tipologia comparativa das lajes das CTBA	30
Tabela 4.2 – Diagrama de actividades simultâneas	48
Tabela 5.1 – Vantagens e desvantagens dos distintos sistemas de cofragem	72
Tabela 10.1 – Pisos técnicos de edifícios altos em Espanha	135
Tabela 11.1 – Planeamento da construção de um edifício alto	141
Tabela 11.2 – Elementos a elevar mediante gruas torre	142
Tabela 11.3 – Elementos a elevar mediante monta-cargas.....	143
Tabela 12.1 – Edifício com mais de 100m em Portugal	155
Tabela 12.2 – Propostas de edifícios altos para Portugal.....	158

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS

O que é um edifício alto? Esta foi a primeira questão que surgiu quando se iniciou a preparação deste trabalho.

Quando se pensa num edifício alto rapidamente surge a imagem das Torres Petronas de Kuala Lumpur, das desaparecidas Torres Gémeas de Nova Iorque ou do mais recente Burj Khalifa no Dubai (conhecido, antes da inauguração, por Burj Dubai).

O primeiro edifício em altura que a Humanidade teve conhecimento foi, provavelmente, a Torre de Babel. Seriam as antigas pirâmides maias, aztecas ou egípcias edifícios altos? De facto, a pirâmide egípcia de Quéops, também conhecida como Grande Pirâmide de Gizé, com 146m de altura, pode considerar-se um edifício alto, ainda que muitos especialistas defendam que se trata de uma construção pouco esbelta, com uma base excessiva (Eisele; Kloft, 1999).

Os primeiros edifícios altos por excelência foram os minaretes das mesquitas muçulmanas. Esta esbelteza talvez tenha sido superada apenas por algumas chaminés industriais ou torres de telecomunicações dos últimos séculos, embora em todos estes casos se deva falar em “construções” em vez de “edifícios” propriamente ditos. Entre os edifícios em altura do passado encontram-se, sem dúvida alguma, as torres das catedrais góticas europeias cuja altura e, muitas vezes, a sua esbelteza, em nada têm a invejar aos actuais edifícios altos.

Actualmente, entende-se por edifício alto aquele destinado à função residencial, escritórios ou hotéis com mais de ... pisos. Os pontos não são um esquecimento, mas sim uma dúvida permanente e um valor relativo. O Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH) chegou a qualificar como tais todos os edifícios que tivessem mais de 10 pisos (Lepik, 2004). Este valor, que em determinada época podia ser uma referência válida é, na actualidade, obviamente escasso.

Entre os critérios para definir um edifício alto também se pode encontrar a tipologia estrutural. Um edifício é considerado alto quando, apenas com pórticos, não pode suportar de forma técnica e economicamente razoável as acções horizontais (vento e sismo). Isto é, pode considerar-se que um edifício alto é aquele que necessita, no seu esquema estrutural, de um núcleo e/ou muros que colaborem ou absorvam totalmente as mencionadas acções horizontais (Taranath, 1998).

Além da altura e da tipologia estrutural existe outro parâmetro que é também necessário considerar: a esbelteza. Estes edifícios raramente têm uma esbelteza superior a 5 ou 6 (relação entre a altura estrutural e a largura da base). No entanto, estudos recentes aproximam esse valor a 10 (Wells, 2005).

Neste trabalho consideram-se edifícios com um limite inferior de 25 pisos ou 100m, sem fixar o limite superior. Tão pouco foram colocados limites de esbelteza, considerando que nos edifícios com os limites citados anteriormente já se apresentam os problemas de acções, esquemas estruturais, fundações, materiais e execução típicos destas construções.

1.2. BREVE EVOLUÇÃO HISTÓRICA

As construções altas, não necessariamente edifícios (habitáveis) remontam a vários milhares de anos atrás. Deve-se, no entanto, distinguir construções altas de edifícios altos: ambos têm um processo construtivo diferente e podem ter funções e usos claramente separados.

Para descrever, embora de forma sucinta, a sua evolução histórica, é incontornável referir em primeiro lugar a Torre de Babel, edifício bíblico que é considerado, em geral, o primeiro edifício alto (Figura 1.1).



Figura 1.1 – Torre de Babel de Pieter Brueghel (1563) (Lepik, 2004)

São mundialmente famosas as pirâmides egípcias, entre as quais a já referida pirâmide de Quéops com 146m (Figura 1.2). Menos conhecido é o túmulo do imperador Nintok em Osaka (Japão) que, no século V, pôde considerar-se um precedente claro das pirâmides maias e aztecas. Os processos construtivos destes marcos das respectivas culturas, claramente artesanais e inteiramente manufacturados, eram possíveis pela forma da sua execução. Podiam alcançar-se alturas elevadas partindo de bases muito amplas, cuja secção diminuía à medida que a altura aumentava. Existiam ainda rampas que permitiam a elevação dos materiais arrastando-os com tracção animal ou humana. Noutros casos, a construção em altura partia de uma base reduzida, com uma esbelteza elevada. Este processo exigia já a utilização de algum tipo de maquinaria (Wells, 2005).



Figura 1.2 – Pirâmides de Gizé (Wells, 2005)

Existem variados exemplos destas construções em diversas culturas. Desde o Templo Lindaraja (Índia) que, no século XI, alcançou alturas de 45m, passando pelos minaretes e torres muçulmanas, até às torres dos templos romanos e dos templos góticos da Europa ocidental.

A cultura islâmica, por exemplo, permitiu o conhecimento não só de edifícios como a Giralda de Sevilha ou a Giralda de Marraquexe (Figura 1.3), mas também algumas das construções mais esbeltas construídas pelo Homem, como os minaretes, até à chegada de algumas chaminés no século XIX ou antenas de telecomunicações no século XX.

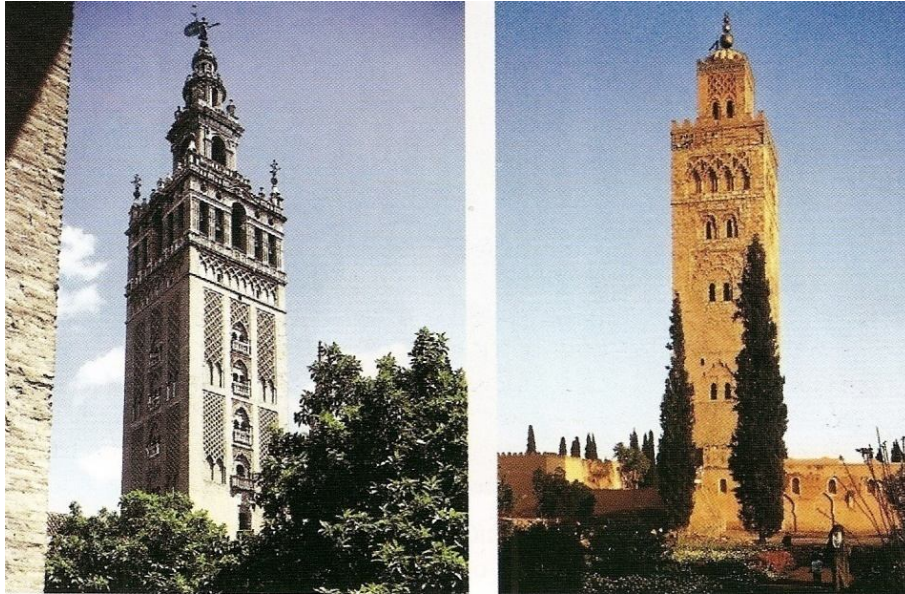


Figura 1.3 – Giraldas de Sevilha e Marraquexe (Wells, 2005)

A ânsia do Homem por aproximar-se do céu e, sobretudo, por aproximar o céu da Terra, levou à construção dos edifícios mais altos até essa época, como as catedrais góticas. Embora as técnicas tenham sido uma das razões que permitiram a execução destas obras, as causas que motivaram a sua construção foram de ordem religiosa e económica. A execução destas catedrais necessitou, como em todas as grandes construções, não somente de conhecimentos técnicos e meios económicos para o seu financiamento, mas também de uma grande capacidade de organização que as ordens religiosas, os grêmios e os burgos possibilitavam (Wells, 2005). Talvez todos eles sejam os antecessores das grandes organizações empresariais e administrativas actuais.

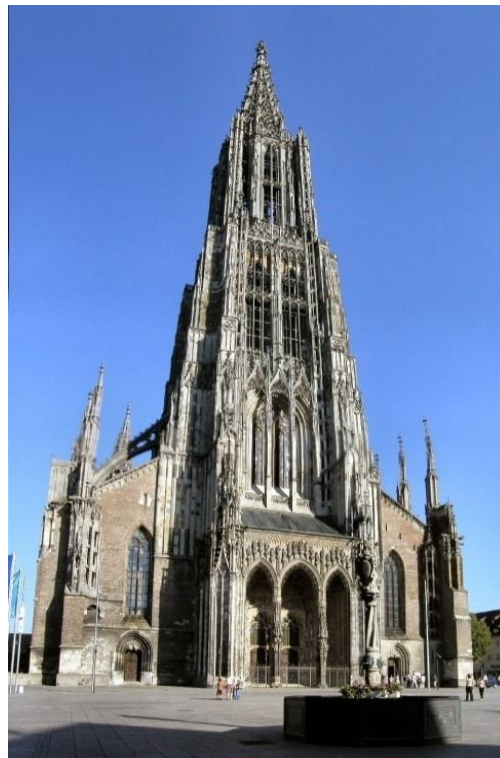


Figura 1.4 – Catedral de Ulm (Wells, 2005)

Os templos góticos alcançaram alturas notáveis, sendo a catedral de Ulm na Alemanha (Figura 1.4) com 164m, a construção em pedra mais alta realizada pelo Homem. A construção destas torres

colocava algumas dificuldades que hoje talvez não seja possível entender e, sobretudo, assumir. Não se contava com os actuais procedimentos de cálculo, pelo que os métodos puramente empíricos que aplicavam os mestres-de-obras da época deviam ser suficientes para a sua construção. Por outro lado, sabia-se muito bem que a acção do vento é maior quanto mais elevado fosse o nível do elemento construído (Eisele; Kloft, 1999). Por esta razão, o trabalho artesanal, de autêntica filigrana, na parte superior das torres cónicas e com espaços que permitiam a passagem do vento e, portanto, reduziam a pressão, era fundamental, assim como a sua colocação com uma geometria perfeita a essas alturas elevadas.

O Renascimento, com o incremento do poder civil, trouxe a construção de torres nos edifícios sede dos concelhos municipais. Exemplos claros são as cidades de Siena e Florença em Itália.

Os séculos XVI, XVII e XVIII permitiram conhecer construções elevadas, sobretudo no âmbito religioso, dando lugar a importantes cúpulas com as da Basílica de São Pedro em Roma ou a Catedral de São Paulo em Londres.



Figura 1.5 – Torre Eiffel (Lepik, 2004)

Finalmente, é o século XIX que abre caminho à construção de edifícios altos. O mundo industrial desenvolvido neste século deu origem à que talvez seja a sua construção mais emblemática: a Torre Eiffel (Figura 1.5). Tendo sido a construção mais alta executada pelo Homem até 1889 e, posteriormente, até ao aparecimento dos arranha-céus norte-americanos nos anos 20 e 30 do século XX, continua a ser um símbolo de uma das cidades mais importantes do mundo, o que confirma o valor icónico destas construções em altura.

No entanto, a construção de edifícios em altura começa o seu desenvolvimento do outro lado do oceano Atlântico e é em Chicago e em Nova Iorque que tem o seu início. As causas que os motivaram são umas; as que os permitiram são outras. O auge das cooperações empresariais e a sua necessidade de agrupamento de trabalhadores, assim com o simbolismo que tem um edifício alto como imagem de poder, foram motivos importantes para a sua concretização. Contudo, as circunstâncias que os permitiram foram sempre de ordem técnica. Basicamente são duas: a invenção

dos elevadores e os avanços nas características dos materiais de construção, especialmente o aço (Wells, 2005).

O aparecimento do elevador foi um factor fundamental na concepção de um edifício alto. Não se concebe a construção de um edifício cujo acesso se encontre limitado. Em meados do século XIX, em Chicago e Nova Iorque, era habitual a construção de edifícios até 5 pisos, mas foi a invenção de Elisha Otis, o elevador eléctrico, que permitiu a sua utilização em edifícios de maior altura.

Por outro lado, como em tantas ocasiões, foram as situações bélicas que favoreceram a melhoria dos materiais. Assim, foi a guerra da Crimeia que levou Henry Bessemer, em 1845, a encontrar métodos seguros e económicos para produzir materiais siderúrgicos em série. Posteriormente, a Guerra Civil americana conduziu à melhoria dos sistemas de produção, da qualidade do material metálico e dos sistemas de transporte, o que levou, após o fim da mesma, a uma potenciação da utilização do ferro e, pouco tempo depois, do aço, na construção de edifícios em altura (Wells, 2005).

A possibilidade de criar estruturas de aço e, desde princípios do século XX, de betão armado (embora não para edifícios altos) permitiu outro passo importante: o aparecimento da fachada como elemento não estrutural. Até esse momento, a fachada era um dos muros com função de suportar as cargas da laje (Eisele; Kloft, 1999). A partir da criação de esquemas estruturais que transmitem a carga das lajes às vigas e destas aos pilares, a fachada constituiu-se num elemento independente, que é montada ou executada noutra etapa, pode ser mais leve e permite maior autonomia na sua configuração.



Figura 1.6 – Empire State Building (Wells, 2005)

Depois destes saltos qualitativos que conduziram ao aparecimento e crescimento dos edifícios altos, a sua evolução ao longo do século XX, com marcos tão significativos como o Empire State Building (Figura 1.6) ou o Edifício Chrysler, alcançando alturas cada vez maiores, deveu-se a muitos factores: a criação de novas tipologias estruturais, o avanço nos métodos de cálculos, a melhoria das características dos materiais e sua colocação em obra (especialmente do betão armado e sua bombagem), assim como o importante avanço nos meios auxiliares de obra (cofragens, gruas, etc.), sem os quais não seria possível ter alcançado as construções actuais.

1.3. PANORAMA INTERNACIONAL

Actualmente, e depois de várias décadas de contínuo incremento, o maior edifício construído, o Burj Khalifa no Dubai (Figura 1.7), alcançou os 828m (inaugurado em Janeiro de 2010). No entanto, embora se costumem citar com frequência os 452m das Torres Petronas na Malásia, os 508m do Taipei 101 na China (Figura) ou os 632m que alcançará a Shanghai Tower (China) prevista para 2014, é necessário conhecer as alturas mais habituais destas construções. Dos 100 edifícios mais altos actualmente construídos só 2 ultrapassam os 500m e 5 têm entre 450 e 500m. Existem ainda 4 edifícios entre 400 e 450m, desde 350 a 400m 8 edifícios, entre os 300 e os 350m contam-se 26 e de 250 a 300m 55 edifícios. Portanto, 45 edifícios em todo o mundo têm uma altura superior a 300m, sendo 55 os que se enquadram entre os 200 e os 300m (CTBUH, 2010). Este dado deve fazer reflectir sobre as alturas reais e razoavelmente económicas e aquelas que têm mais a ver com o “record”, a imagem e o simbolismo. Assim, é lógico pensar que, salvo excepções muito marcadas, estas construções encontram-se habitualmente entre os 100 e os 200m na maior parte das ocasiões e entre os 200 e os 300m numa elevada percentagem, sendo este campo, dos 100 a 300m, o que parece mais razoável para o seu estudo.



Figura 1.7 – Burj Khalifa (CTBUH, 2010)

No que respeita à sua função, é preponderante a de escritórios (60 entre os 100 edifícios mais altos), seguido de funções múltiplas (23 têm função combinada comercial, hoteleira, residencial, etc.), residencial (11) e unicamente hoteleira (6) (CTBUH, 2010).

Quanto à sua localização, tal como já foi referido anteriormente, os modernos edifícios em altura tiveram origem nos Estados Unidos da América, especialmente em Chicago e Nova Iorque. Isto leva a que entre os 100 edifícios mais altos, 32 se encontrem neste país (destes, 8 em Nova Iorque e 10 em Chicago). No entanto, 65 foram construídos na Ásia e, nos últimos anos, houve um incremento notável nos países árabes e nos países do sudeste asiático (CTBUH, 2010). Produz-se, portanto, um deslocamento geográfico muito interessante não só do ponto de vista técnico mas sobretudo do ponto de vista económico e sociológico.

1.4. ORGANIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho encontra-se dividido em 13 capítulos.

Capítulo 1 – Introdução

Capítulo 2 – Fundações

Descreve-se o processo construtivo de lajes de fundação de betão em edifícios altos, habitualmente pré-esforçadas, com 4 a 6m de espessura. Estudam-se os efeitos térmicos, as fases de construção, as juntas e a armadura de ligação, entre outros aspectos.

Capítulo 3 – Pilares

Os pilares dos edifícios altos têm uma tipologia típica de solução mista, com as correspondentes peculiaridades construtivas. Em pilares de betão armado, além dos problemas de execução que supõem as elevadas quantidades de aço necessárias, devem considerar-se as deformações devidas aos esforços axiais durante o processo construtivo (deformações essas frequentemente desprezáveis nos edifícios convencionais).

Descrevem-se, neste capítulo, os processos construtivos cíclicos e a combinação de pilares segundo o número de pisos e a sua tipologia.

Capítulo 4 – Lajes

No quarto capítulo abordam-se as tipologias de lajes mais frequentemente utilizadas nestes edifícios e os seus processos construtivos.

Capítulo 5 – Paramentos de betão

Esta parte refere-se ao núcleo de rigidez para as acções horizontais. Descrevem-se os sistemas de cofragem trepante, auto-trepante, guiada e deslizante analisando as suas características próprias, diferenças e implicações no processo construtivo completo.

Capítulo 6 – Betão

No capítulo dedicado aos materiais descrevem-se, fundamentalmente, os tipos de betão cujas características os tornam mais apropriados para a sua utilização em edifícios altos. Estes são: betão de alta resistência, betão auto-compactável e betão leve. Finalmente, descrevem-se aspectos relativos à sua colocação em obra.

O betão de alta resistência tem nestes edifícios uma das suas aplicações mais apropriadas. O incremento de resistência obtido supõe uma redução das secções dos muros dos núcleos e, sobretudo, dos pilares. Isto permitiu a mudança de tendência que se produziu nos últimos anos; actualmente, entre os 100 edifícios mais altos do mundo, segundo dados do CTBUH, 24 têm estrutura de aço, 35 têm estrutura mista e 41 de betão, encontrando-se nestes últimos a maioria dos edifícios em altura construídos nas últimas décadas. Portanto, embora o ritmo de obra que o aço permite alcançar possa ser superior ao do betão, outros aspectos, como a maior rigidez que confere ao edifício e o melhor comportamento ao fogo, conduzem à opção pelo betão.

O betão auto-compactável tem um campo de aplicação importante nas estruturas com elevadas quantidades de aço. Os pilares dos edifícios em altura, especialmente quando têm uma secção mista, apresentam uma grande dificuldade na sua betonagem.

O betão leve estrutural apresenta uma clara vantagem na execução de lajes. Estes elementos estruturais não requerem elevada resistência aos esforços de compressão e a utilização deste material permite reduzir o peso próprio da estrutura e, portanto, a solicitação sobre a fundação.

Capítulo 7 – Bombagem de betão

Um aspecto fundamental nas estruturas de betão de edifícios altos é a bombagem deste a grande altura. É necessário ter em conta que em cada construção se utilizam diferentes materiais (vários tipos de betão, com distintas resistências) com diversos componentes (cimentos, inertes, aditivos, adições, etc.). Isto obriga à realização de ensaios prévios que permitem garantir a continuidade do fornecimento e portanto assegurar a qualidade do material colocado em obra, assim como o seu ritmo. Neste capítulo tratam-se todos os aspectos fundamentais relacionados com a colocação de betão a grande altura.

Capítulo 8 – Elementos pré-fabricados de betão

Revistos os elementos executados “in situ”, trata-se neste capítulo a pré-fabricação de elementos estruturais. Assim, tanto lajes (elemento mais habitual) como pilares ou vigas são exemplos deste tipo de construção que embora, por um lado, supõe uma redução do tempo no processo de montagem em obra, por outro, o movimento de elementos pesados implica uma utilização adicional de tempo de grua, aspecto altamente valorizado nesta tipologia construtiva.

Capítulo 9 – Gruas torre

Descrevem-se, fundamentalmente, os tipos de grua utilizados com maior frequência, a sua utilização e as vantagens e inconvenientes de cada um.

Capítulo 10 – Inter-relação da estrutura com outros elementos não estruturais

Também as instalações assumem particular importância, especialmente os transportes mecânicos e a fachada. Neste capítulo analisam-se as implicações que os primeiros têm na construção da estrutura, assim como a relação entre esta e a montagem da fachada cortina, solução habitual para a “pele” exterior do edifício.

Capítulo 11 – Organização da obra

O último capítulo relativo à construção centra-se nos aspectos relacionados com a organização da execução da obra.

Capítulo 12 – Construção de edifícios altos em Portugal

Este capítulo refere-se às diversas condicionantes para a implantação e construção de edifícios altos em Portugal. São ainda apresentadas as principais propostas efectuadas ao longo dos anos e feita uma breve reflexão acerca do futuro da construção destes edifícios no país.

Capítulo 13 – Considerações finais

2. FUNDAÇÕES

2.1. FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

2.1.1. Introdução

As fundações dos edifícios altos são os elementos estruturais de maior complexidade de execução, não só pela sua envergadura ou volume, mas também pela importância que têm os trabalhos prévios antes de se iniciar a sua construção.

Existem muitos factores que conduzem à opção por fundações superficiais em vez de fundações profundas. Destacam-se, principalmente, as características geológicas e geotécnicas do terreno, embora o grau sísmico da zona, a acção do vento, o nível freático, etc., sejam também factores a considerar (Coelho, 1996).

Quando se fala em edifícios altos com fundação superficial como o único elemento que transmite as cargas do edifício ao terreno, refere-se concretamente às lajes de fundação (ensoleiramento geral), podendo ser armadas nalguns casos e pré-esforçadas noutros, com espessura constante ou variável, podendo ter geometrias muito variadas. Em geral, descarta-se outro tipo de fundação superficial, como sapatas isoladas ou sapatas corridas, mais habituais em edifícios correntes.

Contudo, existe uma ampla variedade de tipos ou configurações dentro das lajes de fundação. São habituais as fundações combinadas que consistem em grupos de estacas, que formam caixões de grande inércia, e lajes armadas cujas espessuras oscilam entre 1,2-2,0m, formando estas últimas um maciço de encabeçamento de grande extensão.

É frequente também a combinação da laje com caixões que formam as fundações do núcleo de rigidez. Um exemplo deste tipo de fundação mista foi a projectada para o edifício Miglin-Beitler de Chicago, com 483m de altura, formada por uma laje de 1,22m de espessura e por cortinas de estacas de grande diâmetro (2,44-3,00m), que tinham previsto alcançar uma profundidade de 29m até ao encastramento no substrato rochoso (Wells, 2005).

Uma singularidade importante nas lajes de fundação destes edifícios é o alto valor que alcança a tensão média de trabalho, podendo ser da ordem de quatro ou cinco vezes maior do que em lajes de edifícios correntes. É evidente que depende em grande medida das características geotécnicas dos estratos afectados, mas o enorme volume de solo eliminado até ao leito de apoio da laje faz com que as tensões sejam da ordem das 0,7-0,9MPa (Gallego, 2006).

As espessuras das lajes de fundação de edifícios altos alcançam 6-8m, sendo menores quando se projectam lajes de betão pré-esforçado (4-5m). Todavia, a espessura da laje pode também ser variável, com espessuras maiores nas zonas de concentração de cargas (núcleos e pilares).

Alguns exemplos de edifícios em altura recentes nos quais foram construídas lajes de fundação são a Torre Espacio em Madrid, onde se executou uma laje de 4m de espessura pré-esforçada, a Torre Sacyr-Vallehermoso, igualmente em Madrid, com uma laje pré-esforçada de também 4m e a laje do edifício Torre Caja Madrid, que é armada e tem 5m de espessura (Casares, 2008).

2.1.2. Materiais

2.1.2.1. Betão

O tipo de betão geralmente utilizado nas lajes de fundação destes edifícios é um betão convencional, cuja resistência característica está compreendida entre os 25 e os 40MPa. Porém, a escolha depende sobretudo do projectista ou das condições de agressividade do meio.

Existem alguns casos de lajes pré-esforçadas em que, devido a grandes concentrações de carga existentes nas ancoragens ou em zonas de influência de muros, núcleos ou pilares, foi utilizado betão de alta resistência com valores superiores a 60MPa (Baker; Nicoson, 2008).

2.1.2.2. Armaduras passivas

As armaduras passivas são utilizadas tanto em armaduras superiores e inferiores, como em armaduras de esforço transversal ou nas ligações das várias camadas em que se divide a laje nas distintas fases de execução. A particularidade destas armaduras é o alto grau de industrialização, permitindo que o processo de montagem seja eficiente e rápido, sempre conforme o projecto estrutural.

As quantidades de armadura das lajes de fundação destes edifícios chegam a superar os 400kg/m³ e dado que são dimensionadas com grandes diâmetros, criando malhas muito homogêneas, são preparadas para serem moduladas de forma a obter rendimentos de colocação de 50t/dia (Urzaiz, 2006).

Basicamente, a industrialização consiste na produção de malhas unidireccionais, normalmente de grande diâmetro, cujo comprimento máximo na menor dimensão não costuma superar os 2m, para assim poderem ser transportadas e manobradas com facilidade por todos os meios de transporte e equipamentos de elevação, respectivamente. Na obra, a emenda destes módulos é efectuada mediante sobreposição de armaduras.

Outra vantagem do processo de industrialização é o de conseguir um maior controlo na disposição e no posicionamento da armadura, assim como a maior eficácia no controlo da sua execução, permitindo a supervisão no estaleiro de montagem antes da recepção em obra.

2.1.2.3. Armaduras activas

A armadura activa de fundações pré-esforçadas de edifícios altos consiste em cabos aderentes com sistema multicordão, diferente das lajes de fundação de edifícios correntes, em que a armadura geralmente aplicada é o sistema monocordão não aderente. Os cordões costumam ter um grande número de cabos (30-40 unidades), dependendo do diâmetro utilizado.



Figura 2.1 – Detalhe de ancoragens passivas (Gallego, 2006)

A grande vantagem de realizar uma laje pré-esforçada em vez de uma laje armada é a redução da espessura, conseguindo, portanto, uma grande economia no volume de betão e escavação. Por sua vez, dadas as grandes quantidades de armadura activa, reduz-se significativamente a quantidade de armadura passiva, disposta praticamente para garantir a capacidade resistente da laje sob acções reológicas do betão (retracção e temperatura).

O tipo de ancoragem utilizado pode ser tanto activo-activo como activo-passivo (Figura 2.1). Dado que a betonagem é realizada por fases, de forma a dar continuidade ao resto dos trabalhos, o esticamento dos cabos realiza-se por fases de forma simétrica com objectivo de ter uma pré-compressão homogénea no conjunto de toda a laje (Guerra, 2006).

2.1.3. Processo construtivo de lajes de fundação

2.1.3.1. Escavação

A primeira etapa importante do processo construtivo é a escavação e os movimentos de terra que têm de realizar-se até alcançar a cota de apoio da laje (Figura 2.2). Previamente são executados os muros cortina perimetrais que, dependendo do número de pisos enterrados do edifício, possuem vários níveis de ancoragem no terreno. Nestes edifícios facilmente se alcançam até seis caves, chegando a executar-se três ou mais níveis de ancoragem nos muros.



Figura 2.2 – Implantação da laje de fundação da Torre Espacio (Gallego, 2006)

O tempo necessário para a execução da escavação depende de muitos factores, entre os quais se encontram a zona envolvente do edifício, as condições de bordo da parcela, a acessibilidade, etc., embora com os meios mecânicos que existem actualmente se possa alcançar até 500m³ diários em terrenos brandos (arenosos ou argilosos) (Guerra, 2005).

Em terrenos onde não existe nível freático executa-se a escavação até se alcançar a cota de apoio no terreno, deixando os taludes perimetrais protegidos da erosão ou da água. Para isso, utilizam-se sistemas de protecção mediante a projecção de betão ou então dispendo lâminas de polietileno em toda a sua superfície. Quando a cota está abaixo do nível freático a opção frequente passa por realizar uma fundação profunda (Coelho, 1996).

2.1.3.2. Preparação do solo

Alcançada a cota de fundação, é realizada a preparação da superfície do terreno sobre a qual se vai executar a fundação. Em terrenos com alta capacidade de carga compacta-se o solo até alcançar níveis de 100% do ensaio Proctor normal ou então de 98% do ensaio Proctor modificado, sendo este

último a referência mais habitual. Noutros casos, procede-se à sobreescavação do terreno natural realizando uma compactação do mesmo para conseguir que o comportamento mecânico do solo seja homogéneo em toda a superfície de apoio (Coelho, 1996).

Em terrenos rochosos deve regularizar-se a superfície da escavação, dado que a maquinaria pode microfissurar as camadas superficiais. É esta a razão pela qual se eliminam as fracções de rocha no leito de apoio, para a colocação imediata de uma camada de betão de regularização sobre a qual se executa a fundação.

Uma característica comum nas lajes de fundação dos edifícios em altura é a sua superfície ocupar praticamente a totalidade da planta do edifício, alcançando dimensões superiores a 40m sem dispor de nenhuma junta estrutural. Esta característica implica um estudo pormenorizado dos efeitos que produz a retracção do betão e que, conseqüentemente, vai determinar a armadura mínima da laje. Este estudo deve realizar-se em simultâneo com o projecto de estruturas tendo em conta que, na interacção solo-betão, o atrito entre o solo e a laje é o único efeito que se produz quando o betão encurta (acção reológica).

A questão do atrito tem maior importância quando a laje de fundação é pré-esforçada; a redução do coeficiente de atrito nestas lajes é bastante relevante, dado que quanto menor for o coeficiente, maior será a eficácia do pré-esforço. Por isso, é conveniente a disposição de determinados mecanismos que diminuam o coeficiente de atrito entre o solo e a laje (camada de areia, lâminas de polietileno, camadas de betuminosos, emulsões asfálticas, etc.). Uma das práticas mais habituais é a disposição de uma fina camada de gordura mineral embebida entre duas lâminas de polietileno que actuam entre a laje e o solo. Esta solução é muito eficaz pois o coeficiente de atrito pode ser até três vezes menor do que o que se consegue com a colocação de uma camada de areia. No entanto, tem alguns aspectos que exigem especial cuidado durante a sua execução como as juntas entre as placas de polietileno, para evitar que a massa entre em contacto com a armadura da laje, já que tal afectaria significativamente a aderência dos varões de aço com o betão (Sainz, 2006).

Outro aspecto importante é a preparação da superfície de contacto entre os muros e a laje, sendo conveniente regularizar a superfície em contacto com a laje mediante a utilização de uma camada de argamassa e tornar independente a interface muro-laje, dispondo uma banda de polietileno ou uma placa de polietileno extrudido de 2-3cm (Gallego, 2006).

2.1.3.3. *Disposição de armaduras*

Em geral, a disposição da armadura passiva nas lajes de fundação dos edifícios altos é a mesma dos restantes edifícios. No entanto, há que assinalar várias particularidades que tornam singular a sua colocação e montagem e que se devem ao grande volume da laje e ao seu processo de construção.

O plano construtivo utilizado é a betonagem por camadas ou fases, dado que a espessura das lajes costuma oscilar entre os 4-8m. Em casos normais (lajes de 4-6m de espessura), é habitual executar uma camada superior e outra inferior, realizando uma junta de construção horizontal.

A armadura inferior da laje fica embebida na camada inferior assim como os cordões de pré-esforço, no caso de uma laje pré-esforçada. Existem outros tipos de pré-esforço nos quais, devido ao traçado parabólico dos cabos, também as bainhas são situadas na parte superior da laje. A camada inferior tem uma armadura superior com, aproximadamente, a mesma quantidade das malhas superior e inferior.

Outra particularidade da armadura destas lajes é que costuma ter uma armadura de esforço transversal (Figura 2.3), requerida não só pelas altas solicitações transmitidas pela estrutura vertical, mas também para garantir a capacidade da laje relativamente ao esforço rasante que se origina na junta horizontal. Esta armadura dispõe-se entre a malha inferior e superior da laje, ficando o seu

arranque betonado na camada inferior juntamente com a armadura em espera para posteriormente executar a camada superior.



Figura 2.3 – Disposição em planta da armadura de esforço transverso (Gallego, 2006)

Na camada superior dispõe-se a armadura superior da laje, tendo em conta o conjunto de esperas e armaduras da estrutura vertical de pilares e núcleos. Esta particularidade origina nós com uma grande densidade de armadura, onde a betonagem se torna especialmente complicada (Figura 2.4). Para garantir a sua disposição é frequente a utilização de elementos metálicos auxiliares, cuja única finalidade é garantir a implantação e a imobilidade dos elementos em espera durante o processo de betonagem.



Figura 2.4 – Interferência da armadura superior da laje com a estrutura vertical (Urzaiz, 2006)

Por último, convém destacar, tal como foi referido anteriormente, a importância que tem o processo de industrialização da armadura base, em que a sua disposição se faz de acordo com as dimensões dos módulos que se repetem em toda a sua superfície. As dimensões destes módulos industrializados dependem dos meios de transporte e de montagem: ao terem de ser transportados até à obra por camiões, o comprimento máximo na menor dimensão não costuma ultrapassar 1,5-2,0m, condicionado pelas dimensões das caixas destes.

O traçado da armadura activa pode ser rectilínea ou parabólica, disposta numa ou nas duas direcções. Na publicação “Post-Tensioning in Building Construction” (Aalami, 2002) faz-se referência a múltiplas tipologias, onde a característica comum em quase todas elas é que são traçados simétricos e estão localizados, na sua maior parte, no terço inferior da laje.

A disposição das bainhas e ancoragens é efectuada após a colocação de grande parte das armaduras passivas (Figura 2.5) e o enfiamento dos cabos depende sobretudo do tipo de ancoragens adoptado (activo ou passivo). Quando existem ancoragens passivas o enfiamento dos cabos é realizado antes da betonagem e quando só existem ancoragens activas os cabos são enfiados posteriormente à betonagem.



Figura 2.5 – Disposição das bainhas de pré-esforço numa direcção (Gallego, 2006)

A vantagem de colocar os cabos depois de se betonar é o aumento do ritmo de produção, que tanta importância tem neste tipo de fundação; no entanto, tal apresenta maior risco de danificação ou obturação das bainhas durante os processos de montagem da armadura e betonagem e pode comprometer, portanto, o enfiamento dos cabos. Contudo, a ordem de colocação ou disposição de toda a armadura activa obedece a um programa de esticamento que é estudado previamente e que deve ser coerente com a sequência das fases previstas no plano de betonagem da laje.

2.1.3.4. Betonagem

A betonagem das lajes é realizada por camadas ou fases, que se planeiam conjuntamente com o arranque da estrutura e com as características das armaduras da laje, sobretudo quando intervém um programa de esticamento de cabos.

Dado que a característica fundamental na colocação do betão em obra é o elevado ritmo de produção diário, superando em algumas fases os $600\text{m}^3/\text{dia}$ (Calzón; Navarro, 2008), é importante estudar outros factores externos à própria obra, como a acessibilidade, os meios de colocação, a distância entre a central de betão e a obra, a capacidade de resposta da central e o tráfego existente na zona.

Em geral, costumam colocar-se uma ou duas juntas horizontais, dado que as espessuras são superiores a 4m (Gallego, 2006).

Por sua vez, tanto a camada inferior como a superior costuma dividir-se em distintas fases formando um “tabuleiro” cuja ordem de execução é planeada no início da obra tendo em conta os factores descritos anteriormente. Nas lajes de betão pré-esforçadas tem de estudar-se a sequência entre fases, dado que há que compatibilizar a montagem da armadura passiva com as zonas que, além desta, têm armadura activa. Outro factor importante que condiciona o programa de esticamento previsto são os tempos mínimos que se devem respeitar para que o betão obtenha a resistência mínima e se possa, posteriormente, realizar o pré-esforço.

Outros aspectos a destacar do processo de betonagem, consequência da grande superfície que ocupa a frente de betonagem, são os recursos a dispor para evitar a formação de juntas. É importante dimensionar o número de operários, bombas e vibradores para realizar o processo e

garantir que não se ultrapassa o tempo máximo estipulado entre a betonagem de uma camada e a sucessiva.

Do mesmo modo, devem ter-se previsto as medidas e o conjunto de decisões que tem de ser tomadas perante qualquer eventualidade, como por exemplo uma falha no fornecimento de betão ou condições climáticas adversas. Estas incidências podem provocar juntas de construção não previstas que têm de ser tratadas. Por isso, é recomendável dispor de elementos que controlem estas juntas, como grelhas metálicas, redes de metal distendido ("nervometal"), uniões mediante resinas, etc.

Na Figura 2.6 mostram-se as fases em que se dividiu a betonagem de cada uma das camadas de 2m da laje de fundação da Torre Sacyr-Vallehermoso. A betonagem de cada camada realizou-se em três dias, uma vez terminado todo o trabalho de armaduras (Cálzon; Navarro, 2008).

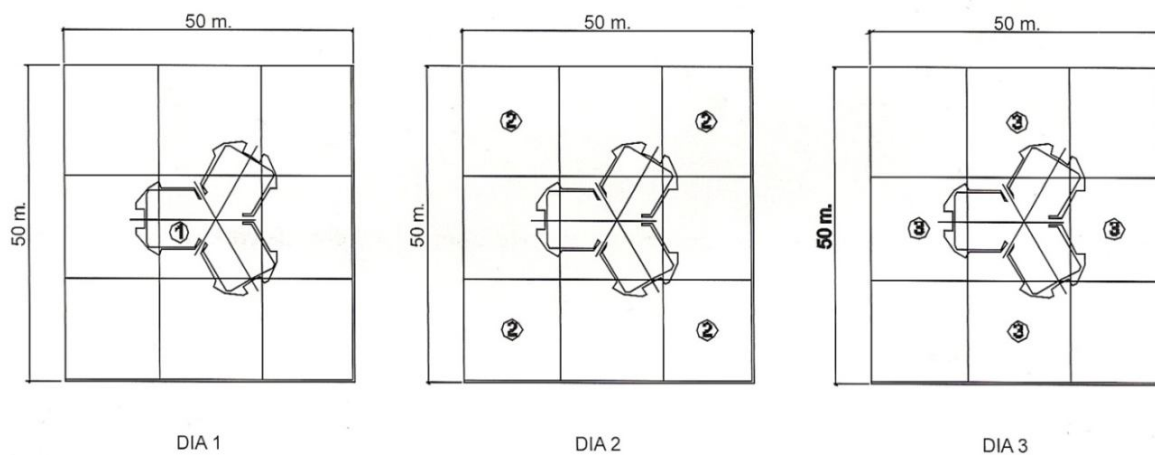


Figura 2.6 – Fases de betonagem da laje de fundação da Torre Sacyr-Vallehermoso (Cálzon; Navarro, 2008)

A disposição destas juntas construtivas costuma realizar-se para que fiquem orientadas o mais perpendicularmente possível à direcção das tensões de compressão, tentando afastá-las de zonas de esforços máximos. É por isso que as juntas na laje se situam próximas do quarto de vão, onde os esforços de corte e de flexão são moderados.

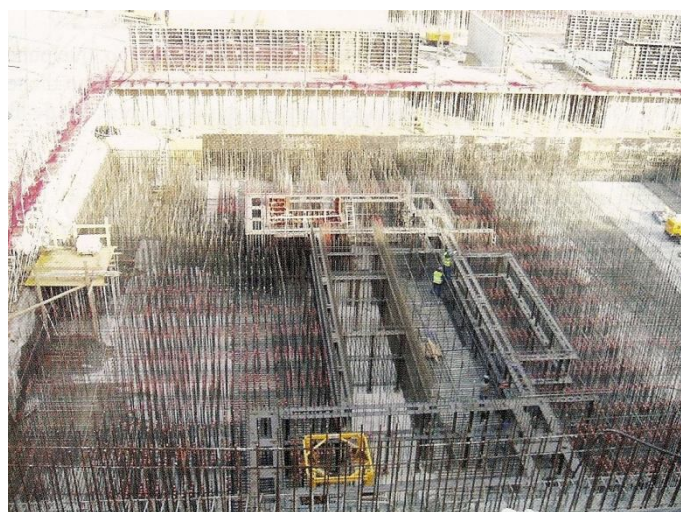


Figura 2.7 – Vista geral de laje armada com juntas de rede de metal distendido na Torre Caja Madrid (Urzaiz, 2006)

A execução tradicional das juntas baseia-se na limpeza mediante jacto de areia ou ar, descobrindo o inerte e aplicando uma argamassa de cimento ou uma resina epoxi (Coelho, 1996). Esta técnica contrasta com outras mais recentes que têm aplicação no caso de lajes de grande espessura, onde

também têm de se realizar as referidas juntas horizontais. É o caso das juntas dentadas, que podem levar algum tipo de tratamento passivo de selagem à base de água, como é o caso das chapas metálicas, ou activo, no caso de sistemas à base de bentonite.

Outra técnica mais habitual é a utilização de redes de metal distendido (“nervometal”) como cofragem perdida entre duas fases da betonagem (Figura 2.7). As malhas são de aço galvanizado e nervuradas para garantir a aderência com o betão, formando um corpo semi-rígido sem apoio. É por isso que, na sua colocação, devem ser fixadas com pregos ou pernos (Borges, 2008).

2.1.4. Controlo de execução

Além do controlo dos materiais, implantação, armaduras, deformações dos cabos de pré-esforço, que são características comuns no controlo de execução de um edifício convencional, é ainda importante, nas lajes de fundação dos edifícios em altura, controlar o coeficiente de atrito entre a laje e o terreno e a temperatura do betão durante o processo de presa.

Para determinar o coeficiente de atrito laje-terreno podem realizar-se ensaios prévios, a escala reduzida, simulando as condições reais do solo e as condições de carga da laje sobre este antes de se realizar o pré-esforço. Estes ensaios podem ser realizados com as múltiplas soluções que podem verificar-se na interface, com o objectivo de reduzir este coeficiente. Com a utilização de extensómetros na laje fixados às bainhas, dispõe-se de uma maneira útil de conhecer a tensão realmente transferida à laje e, portanto, as perdas por atrito com o fundo da escavação (Coelho, 1996).

Também é importante realizar o controlo térmico neste tipo de lajes, tendo em conta que o volume de betão executado em cada fase, com espessuras de 2-4m, gera altas temperaturas durante a hidratação e o endurecimento. O objectivo deste controlo é evitar que a fissuração produzida influencie significativamente a rigidez e a durabilidade da laje. Esta fissuração é consequência dos esforços internos originados pela diferença térmica entre as distintas camadas da laje, dado que o arrefecimento é desigual em distintos pontos da secção da mesma. Uma das medidas habitualmente utilizadas para atenuar este efeito é a utilização de cimentos de baixo calor de hidratação e, inclusivamente, com alguma adição como as cinzas volantes (Gallego, 2006).

O controlo da temperatura é instrumentalizado mediante termopares¹ de registo contínuo que podem ser analógicos ou digitais, localizados no interior ou no perímetro da secção. Com estes termopares pode seguir-se e controlar a variação da temperatura durante o processo de hidratação do betão.

Nas lajes de fundação destes edifícios, como já foi referido, planeiam-se camadas à volta dos 2m de altura, onde a máxima temperatura alcançada no interior da laje se situa entre as 24 e as 30 horas depois da betonagem, na ordem dos 75-80°C (Gallego, 2006).

¹ Dispositivo eléctrico para medição da temperatura.

3. PILARES

3.1. INTRODUÇÃO

O pilar é o elemento estrutural que tem a função de transmitir à fundação tanto o peso do edifício como as cargas gravíticas derivadas do uso do mesmo. Além disso, desde a segunda metade do século XIX, em que a fachada se desdobra construtivamente em estrutura mais “envelope” (“pele” do edifício), também se exige ao pilar um comportamento de flexão que mobilize um trabalho tipo pórtico e contribua para a estabilidade do conjunto (Eisele; Kloft, 1999). Desta maneira o pilar converte-se num elemento fundamental configurador das tipologias estruturais actuais.

Os edifícios em altura não são uma excepção e as suas estruturas são igualmente executadas com pilares. No entanto, nestes edifícios surgem várias circunstâncias que tornam a sua execução muito diferente da prática habitual.

Em primeiro lugar, o elevado número de pisos faz com que a carga vertical transmitida pelos pilares seja excepcional. Por exemplo, num edifício de 250m de altura, o esforço axial num pilar tipo do piso térreo pode rondar os 30000kN (Eisele; Kloft, 1999). Dado que as necessidades de superfície útil não dependem da altura, é obrigatório minimizar as suas dimensões com elementos de maior capacidade resistente por unidade de massa.

Em segundo lugar, a arquitectura de um edifício alto exige amplos átrios de entrada de grande vão e altura de dois ou três pisos, em adequada proporção com a dimensão predominante do edifício (Figura 3.1). Assim, frequentemente, eliminam-se no piso térreo alguns pilares do tramo tipo, aumentando a carga dos que permanecem e também, em muitos casos, aumentando a sua altura livre e, portanto, a sua esbelteza.

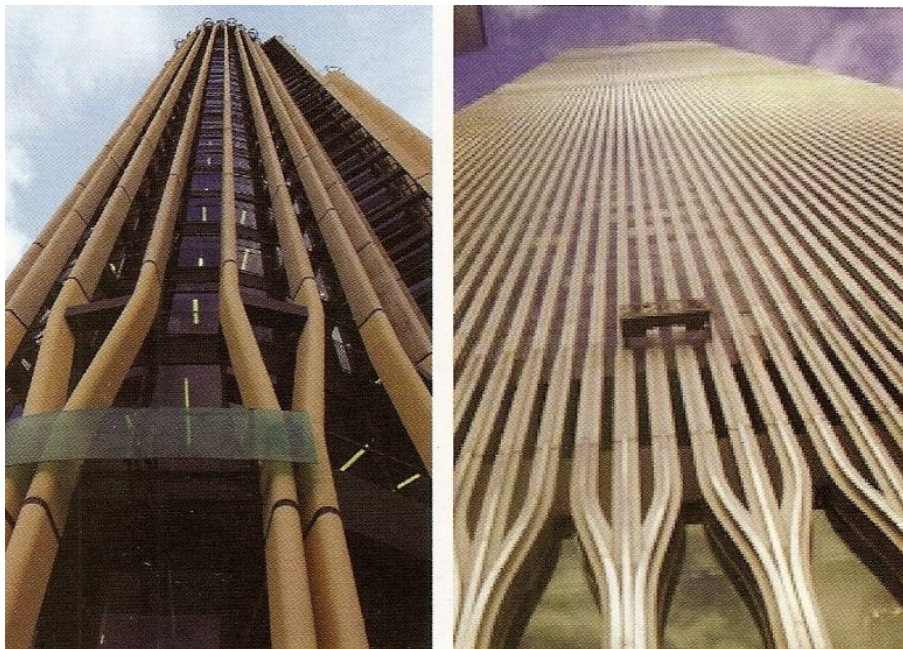


Figura 3.1 – Torre Europa (Madrid) e World Trade Center (Nova Iorque) (Wells, 2005)

Em terceiro lugar, o desejo de construir edifícios cada vez mais altos ou diferenciados incide directamente sobre a concepção da estrutura vertical, sendo comum, por exemplo, a construção de pilares inclinados, passando despercebido o seu sobrecusto entre investimentos milionários ou valores acrescentados de imagem. Caso se recorra aos pilares para complementar a estrutura do núcleo de rigidez para as acções horizontais, estes são dispostos muito próximos na fachada para formar um tubo de “corte” ou, ligados mediante sistemas de grandes cruces, um tubo contraventado.

Assim, os pilares convertem-se em elementos principais do mecanismo resistente horizontal e permitem aumentar as possibilidades construtivas.

3.2. EXEMPLOS

Mencionam-se de seguida algumas características dos pilares em edifícios altos conhecidos.

Os pilares metálicos do Empire State Building em Nova Iorque têm, no arranque, uma secção de 4000cm^2 (equivalente a 4 perfis HE1000M) e foram montados em obra em tramos de um piso (Wells, 2005).

Os pilares da fachada das Torres Gémeas do World Trade Center em Nova Iorque eram tubos de $360\times 360\text{cm}$ afastados entre si de 1m e unidos por potentes vigas de bordo (Wells, 2005).



Figura 3.2 – Torre Jin Mao (Shangai) (Lepik, 2004)



Figura 3.3 – Torres Petronas (Kuala Lumpur) e Bank of China (Hong Kong) (Lepik, 2004)

Os 8 megapilares mistos que rigidificam o núcleo central da Torre Jin Mao em Shanghai (Figura 3.2) têm dimensões desde $1,50 \times 4,80 \text{m}^2$ no arranque até $0,90 \times 3,50 \text{m}^2$ e foram executados em betão C50/60 (Lepik, 2004).

Os pilares exteriores das Torres Petronas em Kuala Lumpur (Figura 3.3) são circulares com diâmetro variável entre 2,40m e 1,20m. Foram executados em betão C80/95 nos pisos mais baixos (Lepik, 2004).

O edifício Bank of China em Hong Kong (Figura 3.3) apoia unicamente sobre quatro megapilares mistos de dimensões exteriores $4,30 \times 8,60 \text{m}^2$ que permitem vãos livres no piso térreo de 52m (Lepik, 2004).

Os pilares da Torre Sacyr-Vallehermoso em Madrid (Figura 3.4) arrancam da fundação com uma secção de diâmetro máximo de 1,50m em betão C70/85, passando a ter uma secção mista conforme cresce em altura (Calzón; Navarro, 2008).

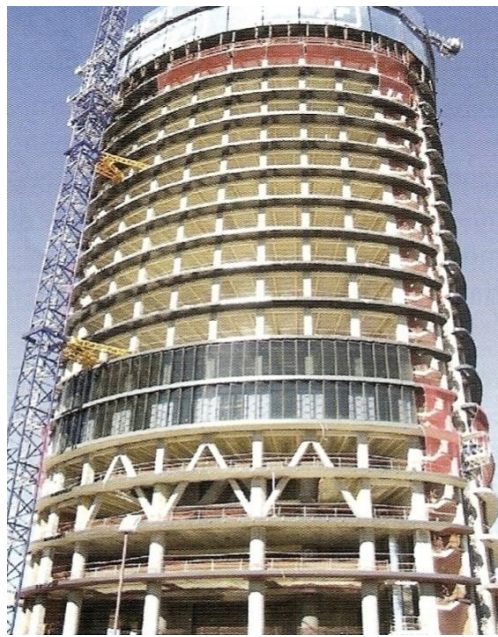


Figura 3.4 – Torre Sacyr-Vallehermoso (Madrid) (Calzón; Navarro, 2008)

A Torre de Cristal em Madrid apoia-se em pilares mistos de 0,90m de diâmetro máximo, executados em betão auto-compactável C45/55 e aço estrutural S420 (Temprano; Castilla; Viñals, 2008).

Os núcleos da Torre Caja Madrid levam embecidos megapilares metálicos que servem de apoio às grandes vigas treliçadas que dividem o edifício em três volumes (Figura 3.5) (Lakota; Alarcón, 2008).

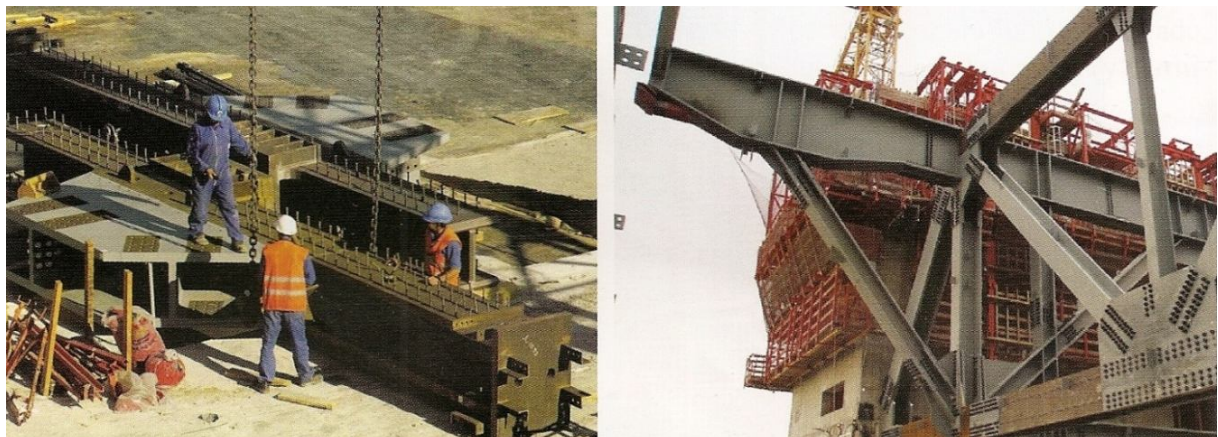


Figura 3.5 – Megapilares em núcleos na Torre Caja Madrid (Urzaiz, 2006)

3.3. EXECUÇÃO DE TIPOLOGIAS HABITUAIS

Uma vez adiantada a estrutura do núcleo de rigidez e até ao início da montagem da fachada, os pilares e a laje constituem o caminho crítico da obra, pelo que a correcta programação do seu processo construtivo é fundamental para alcançar o ritmo de avanço desejado.

De seguida são revistas as operações essenciais de execução de pilares de edifícios altos, como:

- Arranque na fundação (ou outros elementos de menor resistência).
- Execução de tramos excepcionalmente altos.
- Execução do tramo tipo.
- Ligação pilar-laje.

3.3.1. Pilares metálicos

A construção metálica está ligada à origem da edificação em altura desde que, em 1855, o conversor Bessemer (melhorado por Sydney Thomas em 1878) permitiu a produção massiva de aço de qualidade e que ainda tem, actualmente, presença nos edifícios mais altos do mundo (Wells, 2005).

Os processos de produção não foram alheios à evolução da técnica e os aços utilizados actualmente diferem em relação aos de outras décadas. As qualidades mais usadas actualmente são o S355 (355MPa de limite elástico) e os aços de alta resistência S420 e S460 (com limites elásticos de 420MPa e 460MPa, respectivamente) que permitem secções de alta qualidade portante sem “sacrificar” as dimensões nem o peso das peças (Cruz, 2009).

Todas as secções destas qualidades são produzidas por encomenda e não existem laminações tão frequentes como para o aço corrente S275. As laminações de S355 são periódicas e as de aço de alta resistência demoram muito mais a programar, o que exige um planeamento cuidadoso dos pedidos de material e impede, conseqüentemente, a adaptação da obra a alterações de projecto de última hora.

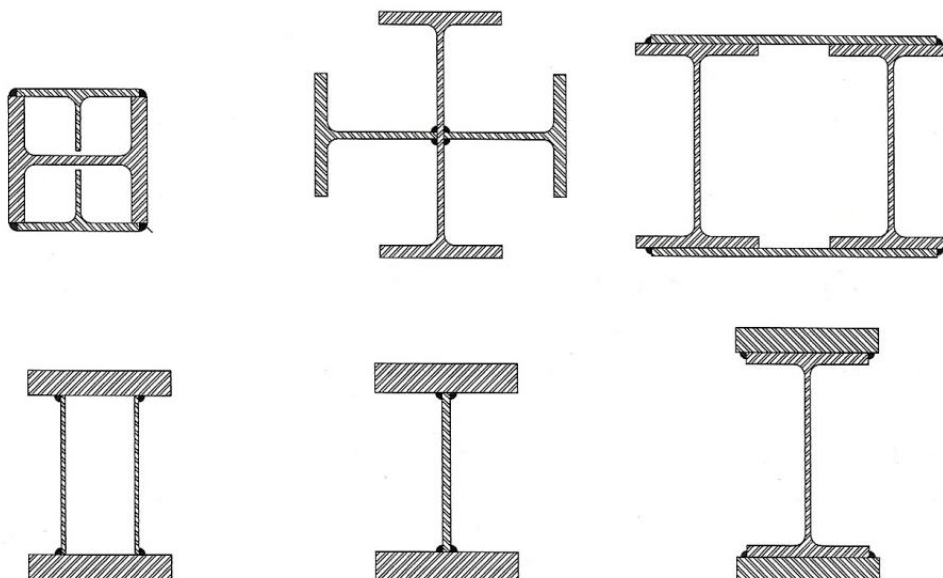


Figura 3.6 – Secções típicas de pilares (Eisele; Kloft, 1999)

Os pilares metálicos são associados quase em exclusivo a lajes vigadas metálicas, especialmente lajes de chapa colaborante, por ambos partilharem ligeireza e rapidez construtiva. Relativamente às tipologias estruturais, os pórticos contraventados e os tubos (contraventados ou de “corte”) são os que têm mais preferência pelos pilares metálicos.

A Figura 3.6 mostra secções transversais frequentes em edifícios altos. As secções tradicionais são formadas por perfis laminados a quente ou pela combinação destes em cruz ou caixão. As secções mais modernas aproveitam as já habituais grandes espessuras de chapa para configurar secções em caixão ou, inclusivamente, secções abertas em duplo T, uma vez que estas permitem ligações mais simples.

As ligações entre pilares são preferencialmente aparafusadas porque são mais rápidas de executar (soldar grandes espessuras "in situ" é muito trabalhoso), porque são facilmente controláveis, dispensam a grua antes das ligações soldadas e facilitam a montagem. Pelo contrário, requerem um trabalho em estaleiro muito mais exigente (Eisele; Kloft, 1999). Na Figura 3.7 mostram-se algumas ligações aparafusadas típicas ordenadas por ordem decrescente de flexão que solicita o pilar.

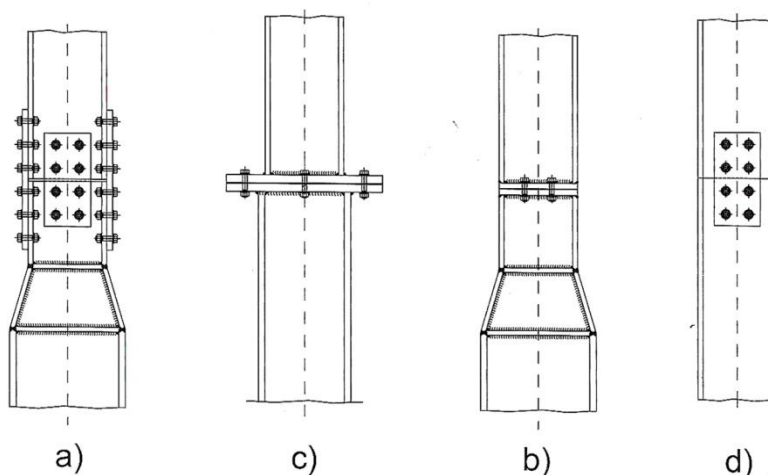


Figura 3.7 – Ligações de perfis metálicos (Eisele; Kloft, 1999)

A ligação tipo a) é convencional e muito utilizada apesar do elevado número de parafusos. A ligação tipo b) é de grande simplicidade, mas ocupa mais espaço. A ligação tipo c) é de grande simplicidade mas tem menor capacidade de transmissão do esforço de flexão. Finalmente, a ligação tipo d), indicada principalmente para pilares submetidos a carga predominantemente vertical, é de fácil execução em obra.

As mudanças de secção são efectuadas na própria ligação aparafusada mediante a utilização de cobre-juntas. No entanto, é normal que o pilar traga já a transição pré-fabricada de estaleiro de maneira a que a ligação "in situ" seja o mais simples possível.

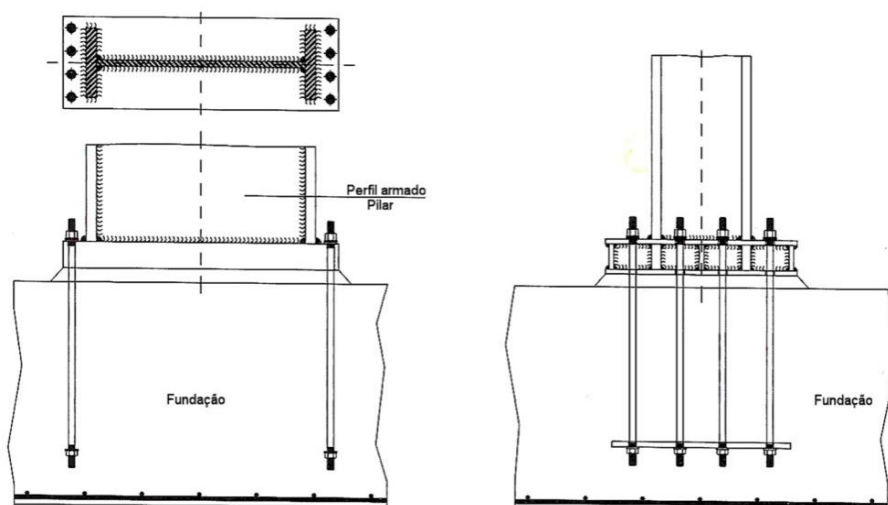


Figura 3.8 – Arranque de pilares metálicos (Eisele; Kloft, 1999)

Os pilares metálicos arrancam sempre desde um elemento de betão – seja a fundação, uma laje ou um muro – que, provavelmente, tem resistência convencional (Figura 3.8).

A execução do pilar começa em estaleiro, onde é pré-fabricado com um comprimento de dois ou três pisos, de acordo com o peso final da peça e a capacidade dos meios auxiliares de elevação. São montadas todas as placas e cobre-juntas necessárias para reduzir ao máximo o tempo de execução das ligações em obra e para facilitar a montagem das vigas da laje (Figura 3.9).



Figura 3.9 – Ligação entre pilares metálicos (Cruz, 2009)

O pilar é elevado com grua e montado sobre o extremo superior do tramo prévio. É apurado com controlo topográfico e procede-se ao aperto dos parafusos, dispensando a grua no final. No caso de ligações não resistentes à flexão ou em que o peso do pilar seja excessivamente alto ou o seu peso esteja descompensado, o pilar é contraventado com cabos para dispensar a grua, sendo a sua montagem ajustada quando são colocadas as vigas principais da laje. Por último, procede-se à execução da estrutura horizontal e das cruces de contraventamento (Cruz, 2009).

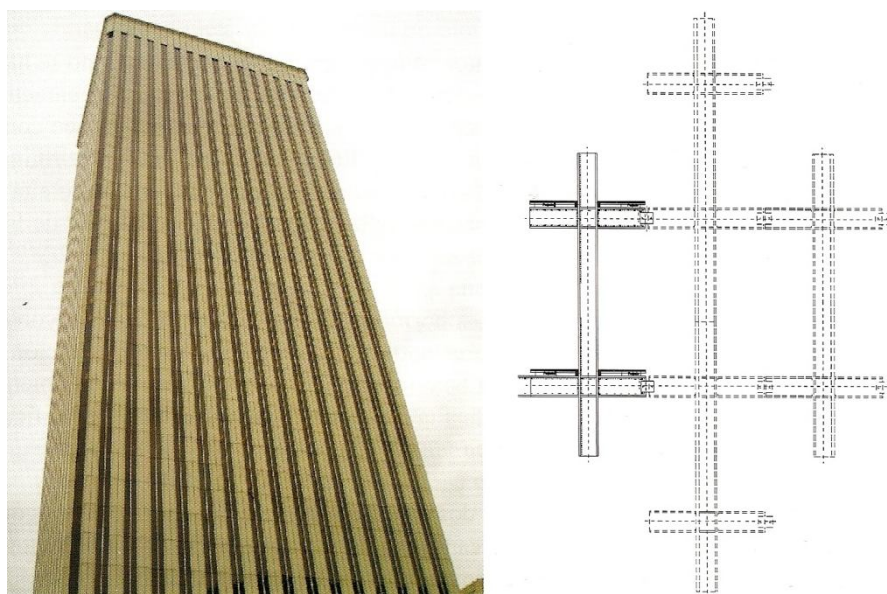


Figura 3.10 – Torre Picasso (Madrid). Alçado e detalhe de pilares pré-fabricados (Hermoso, 2005)

Não é conveniente executar de uma só vez as ligações dos pilares num mesmo piso. Torna-se mais vantajoso um desfasamento entre a execução das ligações (Eisele; Kloft, 1999). Se o piso tipo do edifício tem, por exemplo, 18 pilares que são trazidos de estaleiro com comprimento de três pisos, as ligações podem desfasar-se de maneira a que em cada piso só tenham de montar-se 6 pilares novos

(existem 6 pilares que sobressaem 1 tramo e outros 6 que sobressaem 2 tramos do último piso executado). Se não for esta a solução, a cada três pisos terá de montar-se 18 pilares, o que se torna, em geral, mais lento.

As possibilidades de pré-fabricação de pilares em estaleiro alcançam o seu grau máximo em estruturas do tipo tubo (Figura 3.10), onde cada pilar pode trazer meia viga de bordo soldada a ambos os lados. As ligações, situadas em pontos de flexão quase nula, são de grande simplicidade. Inclusivamente, se os meios de elevação forem potentes, podem elevar-se vários pilares de uma só vez.

3.3.2. Pilares de betão

A execução de edifícios em altura com pilares de betão não foi generalizada até há 25 anos atrás, altura em que as resistências características experimentaram um espectacular avanço devido à inclusão de sílica de fumo como aglomerante hidráulico e ao aparecimento dos superfluidificantes (Wells, 2005). Estes novos betões de alto desempenho cumprem duas premissas necessárias em edificação em altura: alta capacidade resistente por unidade de secção e maior rapidez de execução por redução dos volumes a colocar em obra.

Actualmente, é normal a construção de pilares de edifícios altos com betões C70/85 e superiores, dado que os procedimentos de execução, transporte, colocação em obra e compactação já são conhecidos de todos os agentes do sector. Os betões auto-compactáveis são também utilizados na execução de elementos de alta resistência muito armados e com dificuldade de vibração, próprios destes edifícios.

Os pilares de betão armado são associados exclusivamente a lajes de betão armado pré-esforçado (usualmente lajes maciças de espessura constante) ou pré-fabricadas e as tipologias mais comuns são as de pórtico contraventado por núcleo central de betão.

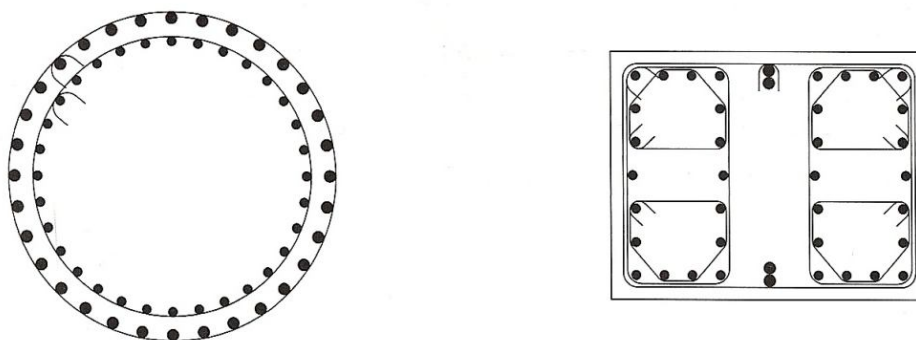


Figura 3.11 – Secções tipo de pilares de betão (Eisele; Kloft, 1999)

Na Figura 3.11 podem ver-se algumas secções tipo de pilares de betão armado em edifícios em altura. Apesar da sua elevada resistência característica, costumam ser fortemente armadas. Além disso, as dimensões habituais dos pilares exigem muita armadura transversal para cintar convenientemente a armadura longitudinal. Por isso, o mais prático e económico é industrializar a armadura através da combinação de armaduras de pilares mais pequenos (Cruz, 2009). A emenda, efectuada em estaleiro ou “in situ”, é apenas dependente do peso e tamanho da armadura.

O diâmetro dos varões é, geralmente, superior a 25mm o que, juntamente com as altas quantidades, dificulta a emenda da armadura na zona de sobreposição. Uma prática habitual nestes edifícios é montar a armadura em tramos de altura de dois pisos, aproveitando a rigidez da mesma para nivelá-la e não se mover (Cruz, 2009). Assim, a sobreposição reduz-se em 50% em toda a obra, com o aproveitamento de material e rapidez consequentes. Nestes casos, é necessário prever se as cofragens podem ser inseridas convencionalmente desde cima ou se, pelo contrário, é necessário

colocá-las lateralmente. O uso de acopladores roscados e de pressão para a ligação das armaduras é uma solução sofisticada mas muito apropriada para pilares de edifícios em altura.

A gama de cofragens dos pilares de betão armado em edifícios altos é a mesma existente para a edificação convencional (John, 2010), existindo apenas algumas particularidades:

- Cofragens metálicas. Admitem um elevado número de colocações em obra sempre que se evitem amolgaduras e oxidações, costumando durar toda a obra. São inseridas desde cima apesar do seu peso e dificuldade de colocação. São adequadas para pilares rectangulares e circulares.
- Cofragens de contraplacado com película fenólica. São cofragens modulares habituais para pilares rectangulares. A colocação é efectuada lateralmente. A sua utilização com betões de alta resistência reduz o número de utilizações a não mais de 30 (em betões não vistos) devido aos danos que provocam as altas temperaturas que estes alcançam e à sua elevada aderência, o que obriga à limpeza cuidadosa depois de cada colocação.
- Cofragens sintéticas e de cartão. São cofragens muito indicadas para pilares circulares. As sintéticas colocam-se à volta da armadura por meios manuais, dado o seu reduzido peso, e são de todas as cofragens existentes as que menos tempo de grua necessitam, já que se transportam de duas em duas ou de três em três. “Sofrem” muito durante as operações de descofragem, não durando mais de 15 utilizações. As de cartão colocam-se desde cima com facilidade e só podem ser utilizadas uma única vez. Ambas apresentam como inconveniente que os maiores diâmetros e alturas necessárias para estas cofragens não são comerciais.

Independentemente do tipo de cofragem, a aplicação de betão de alta resistência ou betão auto-compactável exige um especial cuidado na selagem de todas as juntas (John, 2010).

A execução dos pilares começa na fundação sobre um elemento de betão de qualidade normalmente convencional o que obriga, por vezes, a executar essa zona da fundação com betão de alta resistência ou dispor uma armadura de cintagem.

A execução do tramo tipo começa com a verificação das esperas (John, 2010). Com o auxílio da grua realiza-se a emenda da armadura do pilar (com altura de um ou dois pisos). De seguida, ainda com a grua, é colocada a cofragem (salvo cofragens sintéticas para pilares circulares) num ou dois movimentos, se a cofragem for colocada desde cima ou de lado, respectivamente.

A betonagem dos pilares é efectuada, geralmente, com balde, dada a dificuldade de bombar betões de alta resistência e o pouco volume de betão necessário, que não justifica a utilização de bomba. Pode proceder-se à betonagem simultânea de pilares e lajes com o distribuidor do núcleo, desde que já se tenham efectuado os ensaios característicos que confirmam a bombagem do betão de alta resistência e que exista simultaneamente alguma zona da laje já preparada (armadura e cofragem) (John, 2010). Dado o escasso tempo de trabalhabilidade destes betões, a operação deve estar muito bem preparada para evitar riscos de eventuais contratempos. Após 24 horas já se pode proceder à descofragem.

3.3.3. Pilares mistos

Até finais dos anos 60 a estrutura vertical dos edifícios altos era concebida sobretudo em aço e em algumas ocasiões em betão. É na década de 70 que se estende a utilização de pilares mistos aço-betão, tipologia com a qual se combinam as vantagens de ambos os materiais: a rapidez de execução da estrutura metálica com a rigidez, resistência e versatilidade do betão (Wells, 2005).

Os pilares mistos são compatíveis com toda a classe de lajes, adequam-se a qualquer tipologia estrutural e a edifícios de qualquer altura e são, por isso, especialmente indicados para edifícios com

grandes vãos e lajes vigadas metálicas. O progressivo aumento da qualidade dos betões e dos aços permite, actualmente, a sua utilização nos edifícios mais altos do mundo.

O betão aplicado em pilares mistos é de elevada qualidade, C45/55 ou superior, e são frequentes edifícios construídos com betão de alta resistência C70/85 ou superior. O aço estrutural utilizado para o interior metálico do pilar é, geralmente, o S355 ou S420. Os conectores podem ser de qualquer tipo dos habitualmente utilizados (Cruz, 2009).

Existem duas maneiras de aplicar uma secção mista na construção de edifícios em altura (Figura 3.12). A primeira consiste em dispor um perfil aberto comercial embebido que se utiliza para avançar a execução das vigas da laje (tipo 1). A sua secção é pequena comparada com as dimensões do pilar, já que colabora pouco mais do que absorver os esforços derivados do processo construtivo e, por isso, a secção de betão é fortemente armada. A secção do perfil sofre poucas variações ao longo da altura do edifício e as ligações são simples por serem pouco solicitadas. Pelo contrário, a secção de betão vai ter variações importantes de tamanho, quantidade de armadura e, inclusivamente, da qualidade do betão.

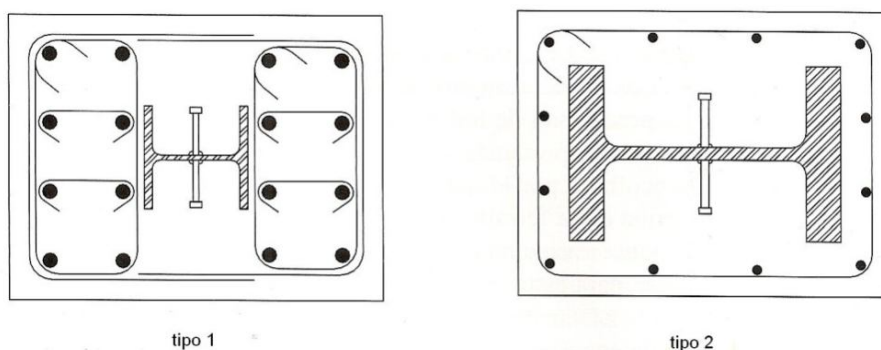


Figura 3.12 – Secções tipo de pilares mistos (Eisele; Kloft, 1999)

A segunda maneira (tipo 2) consiste em dispor um perfil aberto embebido muito potente que, além de resultar numa ajuda à montagem das lajes, tem uma colaboração muito importante na capacidade resistente do pilar misto. Assim, estas secções são muito menos armadas e as dimensões exteriores do pilar experimentam menos variações ao longo da altura, com a facilidade de armar e cofrar inerentes. Pelo contrário, a secção do perfil sofre sucessivas mudanças, aumentando a complexidade das ligações e transições e uma maior necessidade de conectores.

Para as ligações dos perfis de aço é válido o que foi descrito atrás para os pilares metálicos, salvo que as ligações mediante chapa de testa não devem ser usadas, já que impedem a vibração do betão.

A organização da montagem da armadura depende do tipo de pilar misto. Os pilares do tipo 1 permitem pré-montar a armadura no estaleiro da obra ou “in situ”, sendo em ambos os casos conveniente montá-la através da combinação de armaduras de pilares mais pequenos. Se a opção for a pré-montagem das armaduras, é importante ligá-las rigidamente ao perfil metálico para evitar deslocamentos relativos. Se o pilar é armado “in situ” é obrigatória a utilização de estribos (Cruz, 2009).

Nos pilares do tipo 2 a armadura é pré-montada juntamente com o perfil metálico com altura de um ou mais pisos. A emenda das armaduras pode executar-se mediante acopladores ou por sobreposição (Cruz, 2009).

O arranque dos pilares mistos desde a fundação partilha as dificuldades descritas para os pilares metálicos e de betão. Na Figura 3.13 mostram-se alguns detalhes habituais.

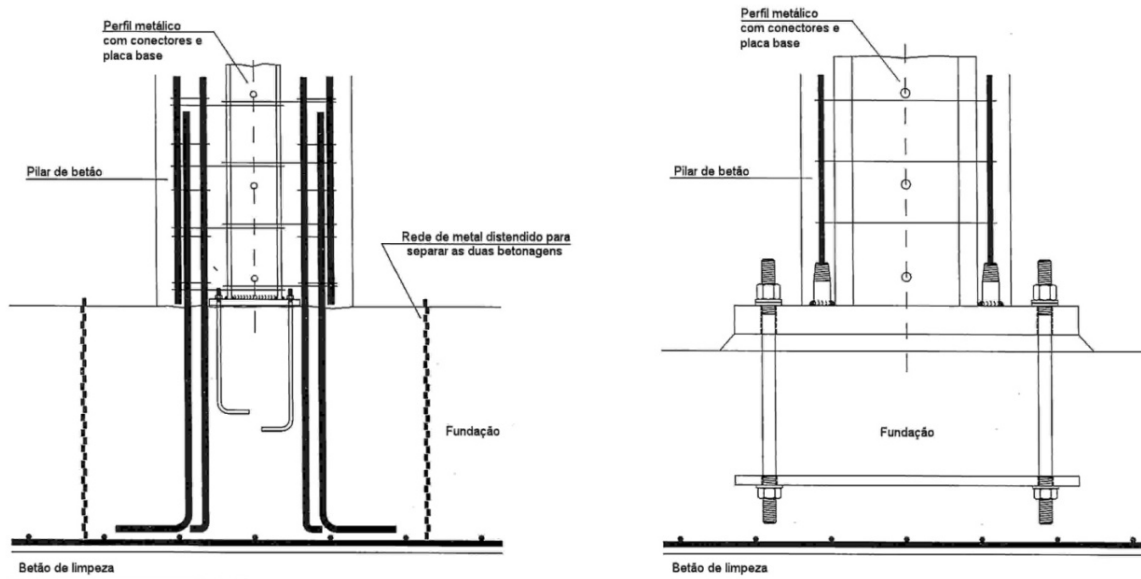


Figura 3.13 – Arranque de pilares mistos (Eisele; Kloft, 1999)

As cofragens que se podem utilizar para estes pilares são as mesmas dos pilares de betão armado mas apresentam uma importante particularidade no caso habitual de lajes metálicas: devem poder ajustar-se à superfície do pilar que fica entre as vigas. A vantagem de uma cofragem para pilares mistos é dada pela facilidade que esta tenha para adaptar-se aos capitéis (John, 2010). Nas Figuras 3.14 a 3.16 mostram-se exemplos de pilares mistos cofrados com diferentes sistemas.



Figura 3.14 – Cofragem modular de contraplacado com película fenólica e remate de capitel (Sainz, 2006)

A execução de um tramo tipo começa sobre um piso concluído, com um perfil metálico e uma armadura em espera. O perfil metálico é colocado com grua, fixando-se apenas o suficiente de forma a ficar estável provisoriamente para dispensar a grua. Com o auxílio de cabos e das vigas dos pilares completam-se as ligações. De seguida, se a armadura vier pré-montada, prepara-se a emenda das armaduras ajustando os acopladores ou sobrepondo os varões. Se a densidade de armadura na secção de sobreposição puder dificultar o aperto dos parafusos ou a soldadura, pode executar-se a armadura com um comprimento mais curto e colocar a armadura de sobreposição “in situ” (Cruz, 2009).

Finalmente, procede-se à cofragem do pilar lateralmente, já que a existência de vigas impede a operação desde cima. Seguidamente, procede-se ao aprumo e ao ajuste da cofragem na zona do capitel com remates de chapa, madeira ou outros (John, 2010). Após a selagem das juntas o pilar está pronto para ser betonado e a descofragem pode ocorrer após 24 horas.



Figura 3.15 – Cofragem metálica e remate de capitel (Sainz, 2006)

Em alguns países é habitual betonar os pilares mistos posteriormente à laje; a estrutura metálica formada por pilares e vigas avança em tramos de vários pisos. Alguns pisos abaixo, é betonada a laje de chapa colaborante deixando aberturas nas zonas de capitéis com a forma da sua secção. Noutros pisos abaixo vão sendo colocadas as armaduras à volta dos perfis em dois pisos consecutivos, colocando a armadura de sobreposição entre ambos os tramos, cofrando o pilar e betonando-o desde a abertura executada na laje (Sainz, 2006). Este método requer um estudo minucioso dos detalhes de ligação, detalhes de cofragem e colocação de armaduras, mas a execução dos pilares alcança um ritmo similar ao dos metálicos.



Figura 3.16 – Cofragem sintética e remate de capitel (Ferrer, 2006)

4. LAJES

4.1. INTRODUÇÃO

4.1.1. Características

A laje é a estrutura que deve estar concebida para resistir às acções horizontais (vento e sismo) e verticais (gravíticas). Nos edifícios em altura a magnitude das primeiras costuma ser tão grande que exigem elementos específicos para resisti-las, pelo que as lajes actuam, geralmente, como elementos transmissores no seu plano dos esforços horizontais aos elementos resistentes verticais, o que não costuma ser limitativo ao terem de resistir à flexão devido às acções gravíticas. Estas últimas são as que condicionam as dimensões da laje (Taranath, 1998).

Em resumo, as lajes dos edifícios altos estão submetidas a menores esforços principais do que as lajes dos edifícios de altura normal, sempre que actuem como meros elementos transmissores de cargas horizontais.

4.1.2. Classificação

Como os esforços a que estão submetidas as lajes dos edifícios em altura são menores do que os esforços de um edifício de altura normal, é válida estruturalmente qualquer tipologia das usuais em edifícios convencionais. A conveniência por uma ou outra é dada pela facilidade de execução com vista à grande altura. Por isso, analisam-se em primeiro lugar as tipologias de lajes e o seu processo construtivo. As tipologias podem analisar-se por diferentes aspectos:

- Geométrico.
- Esquema resistente: unidireccionais ou bidireccionais.
- Materiais: metálicas ou betão (leve, convencional, pré-esforçado ou de alta resistência).

Podendo a laje ter diferentes características, classificam-se quanto ao seu esquema estrutural em:

- Unidireccionais:
 - Aligeiradas.
 - Placas alveolares.
 - Alveolares.
 - Pré-lajes.
 - Colaborantes.
- Bidireccionais:
 - Nervuradas.
 - Maciças.

Quanto ao seu material podem classificar-se em:

- Betão:
 - Leve.
 - Convencional.
 - Alta resistência.
- Metálicas.

Por outro lado, as lajes de betão podem classificar-se relativamente à sua armadura em:

- Armadura passiva.
- Armadura passiva e activa.

Finalmente, quanto ao seu sistema construtivo em:

- “In situ”.
- Pré-fabricado.

4.1.3. Tipologias

Em princípio, qualquer tipo de laje pode ser utilizado nos edifícios altos. Para comprová-lo, faz-se de seguida uma análise dos tipos de laje executados nas quatro torres localizadas no parque empresarial CTBA (Cuatro Torres Business Area) em Madrid. Esta análise é muito interessante porque são quatro edifícios de altura similar ($\approx 250\text{m}$), com a mesma localização e construídos na mesma data. A única diferença entre eles é o seu desenho arquitectónico e os critérios dos projectistas da estrutura. Estes quatro, ordenados de sul para norte, são (Casares, 2008):

- Torre Caja Madrid: altura 250m. Dois núcleos exteriores de betão armado. Pisos rectangulares entre os núcleos apoiados em três plataformas intermédias formando blocos de 11 e 12 pisos.
- Torre Sacyr-Vallehermoso: altura 236m. Três núcleos centrais de betão armado. Formada em planta por três triângulos curvilíneos isósceles.
- Torre de Cristal: altura 249m. Núcleo central de betão armado. Pisos variáveis por biselado sucessivo em altura.
- Torre Espacio: altura 223m. Três núcleos centrais. Os pisos de forma quadrangular inicial transformam-se de forma gradual em elíptica.

Edifício	Caja Madrid	Sacyr-Vallehermoso	Cristal	Espacio
Propriedade	Caja Madrid	Sacyr-Vallehermoso	Mutua Madrileña	Espacio
Arquitecto	Norman Foster	Carlos Rubio & Enrique Álvarez – Sala Walter	Cesar Pelli	Pei Cobb & Partners
Engenharia estrutural	Halvorson Kaye & Gilsanz Murria	MC2: Julio Martinez Calzón	OTEP-Internacional	MC2 & IDEAM
Construtor	FCC & Dragados	Sacyr	Dragados	OHL
Superfície núcleo	$250 \times 2 = 500\text{m}^2$	$364 + 56 \times 2,5 = 504\text{m}^2$	427m^2	$222 + 24 \times 2 = 270\text{m}^2$
Superfície útil	1350m^2	1080m^2	1049m^2	1026m^2
Superfície total	1850m^2	1584m^2	1476m^2	1296m^2
$S_{\text{útil}}/S_{\text{total}}$	73%	68%	71%	79%
Laje núcleo	Laje maciça 0,40m	Laje maciça 0,40m	Composta de chapa colaborante 0,27m	Laje maciça 0,40m
Laje útil	Composta de chapa colaborante 0,17m	Composta de chapa colaborante	Placas alveolares 0,22m sobre vigas metálicas	Laje maciça 0,28m
NOTA: todas as superfícies e a sua relação referem-se à laje à cota aproximada +120. Os valores noutros pisos e totais podem variar dado as torres não apresentarem a mesma geometria em todos os pisos.				

Tabela 4.1 – Tipologia comparativa das lajes das CTBA

Na Tabela 4.1 indicam-se as principais características das lajes dos quatro edifícios a metade da altura total. Na Figura 4.1 mostram-se esquemas das lajes nessa cota.

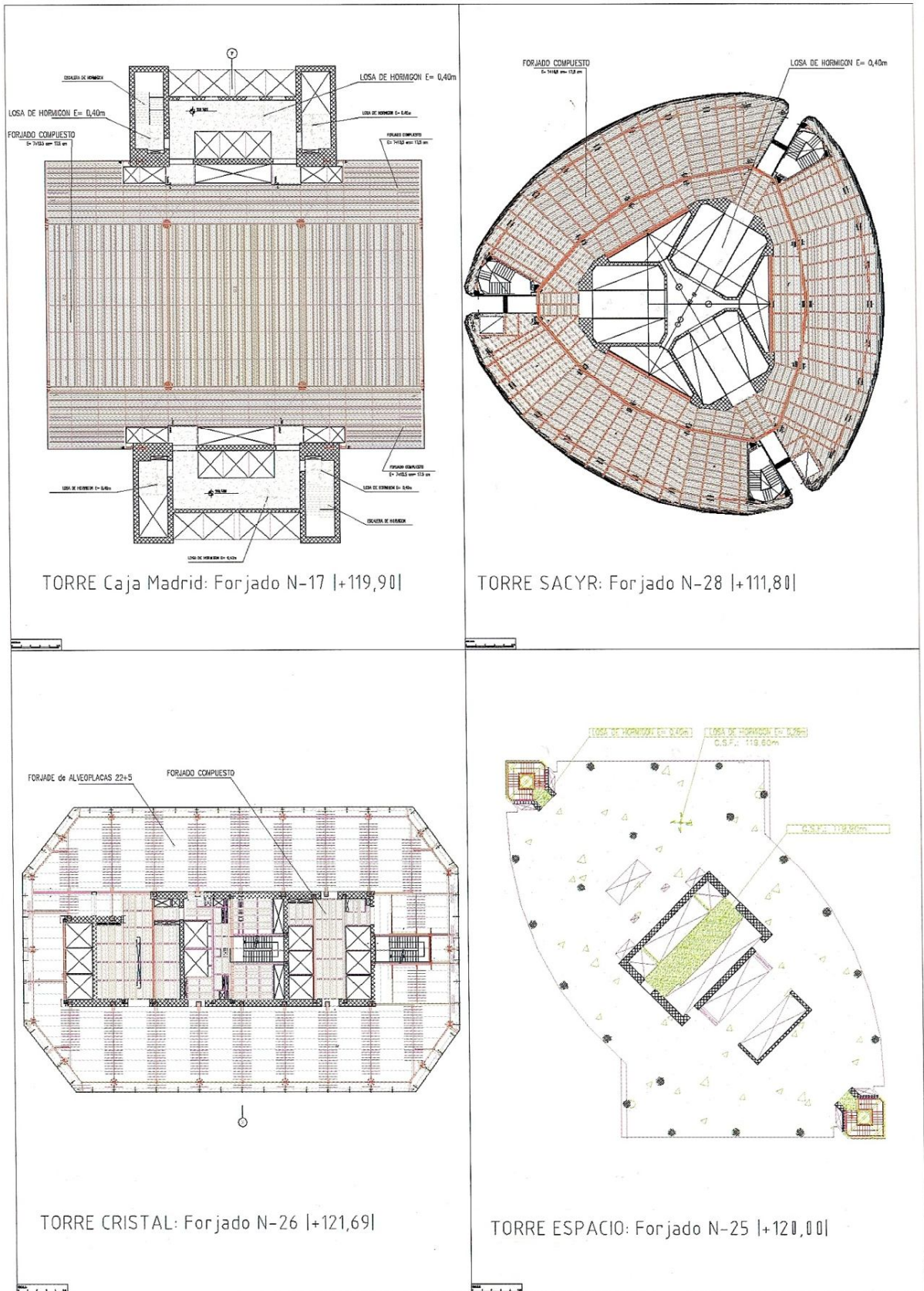


Figura 4.1 – Esquema da planta a 120m das CTBA (Casares, 2008)

4.2. COFRAGENS

4.2.1. Generalidades

As cofragens são estruturas provisórias cuja finalidade é a sustentação das definitivas até que estas alcancem a resistência que as tornam aptas para suportar as cargas previstas. Devem ter as seguintes características (Correia, 2008):

- Resistência, deformabilidade e estabilidade adequadas.
- Estanquidade suficiente para garantir a menor perda de argamassa na betonagem.
- Qualidade de acabamento de acordo com o exigido.
- Os meios auxiliares (gruas, montacargas, etc.) devem ocupar-se o menor tempo possível.

Os sistemas de cofragem para lajes de edifícios altos são classificados em (Peri, 2008):

- Sistemas desmontáveis, onde parte do material é recuperável, deixando elementos portantes que garantam a estabilidade da laje até que esta adquira a sua resistência característica. Podem ser:
 - Sistema de cofragem com cabeçal recuperável.
 - Sistema de cofragem com cabeçal de caída.
- Sistemas industrializados, onde se realizam apenas movimentos de material sem ser necessário nenhum processo de montagem e desmontagem; apenas implantação e colocação. São os sistemas de cofragem mediante mesas. Podem ser:
 - Mesas móveis.
 - Mesas auto-móveis.

4.2.2. Sistemas desmontáveis

4.2.2.1. Cofragem com cabeçal recuperável

As suas componentes principais são as seguintes (Peri, 2008):

- Painéis que servem de superfície cofrante.
- Vigas transversais (secundárias) que suportam os painéis e transmitem a cargas aos cabeçais.
- Cabeçais que transmitem a carga às vigas longitudinais (principais).
- Vigas longitudinais que transmitem a carga recebida dos cabeçais aos prumos.
- Prumos que transmitem a carga das vigas longitudinais ao elemento sustentante, seja este outra laje ou a soleira. Se a altura for excessiva podem substituir-se por outro tipo de escoramento (cimbres).

Os três primeiros (painéis, vigas transversais e cabeçais) formam a estrutura recuperável do sistema, projectada para que se possam recuperar quando a laje alcançar uma resistência mínima, normalmente três dias, permitindo a sua reutilização. As vigas longitudinais e os prumos são o material portante do sistema.

O esquema completo do sistema é esquematizado na Figura 4.2.

A montagem da cofragem realiza-se com o seguinte processo (Figura 4.3) (Peri, 2008):

1. Colocam-se os cabeçais recuperáveis na viga longitudinal. Esta operação realiza-se ao nível do solo.
2. Elevam-se a viga longitudinal, com os cabeçais correspondentes, com dois prumos e fixa-se a um pilar.

3. Depois de fixar a primeira viga longitudinal suspendem-se nesta as vigas transversais.
4. Posteriormente, coloca-se outra viga longitudinal paralela à primeira apoiada em dois prumos.
5. Procede-se à montagem das vigas transversais nos cabeçais nesta viga longitudinal. Assim, tem-se a distância correcta entre vigas longitudinais e consegue-se estabilidade para o conjunto.
6. Uma vez colocadas as vigas transversais montam-se, com a ajuda de cabeçais reguláveis e prumos, as vigas transversais que interferem com os pilares e que não podem ser colocadas no cabeçal recuperável correspondente.
7. Colocação de painéis na zona de pilares.
8. Início de montagem de novas vigas longitudinais.
9. Nas zonas de bordo onde existam consolas, as vigas longitudinais com os respectivos cabeçais são escoradas com prumos inclinados.
10. Procede-se ao nivelamento de toda a estrutura.
11. Colocam-se os restantes prumos.
12. Com a estrutura nivelada colocam-se os restantes painéis.

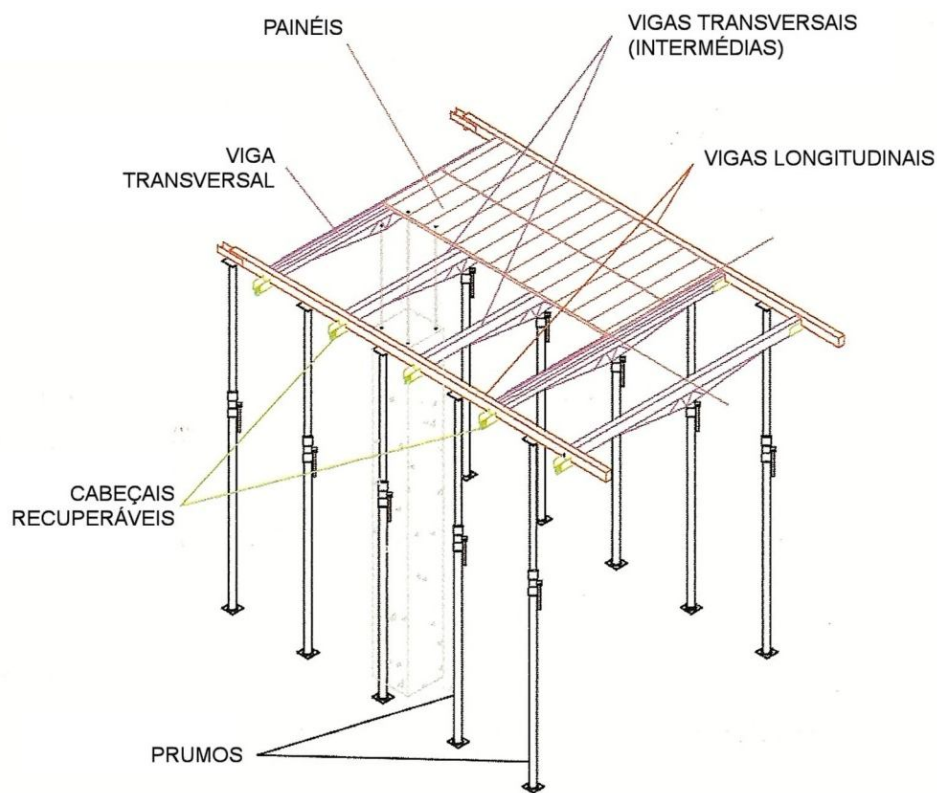


Figura 4.2 – Esquema da cofragem com cabeçal recuperável



Figura 4.3 – Vista superior e inferior de uma cofragem com cabeçal recuperável (Peri, 2008)

4.2.2.2. Cofragem com cabeçal de caída

Trata-se de um sistema de cofragem horizontal de alumínio que utiliza cabeçais de caída, vigas principais e painéis de cofragem (Figura 4.4 e Figura 4.5), destinado principalmente para a execução de lajes maciças de grandes superfícies. Durante a descofragem permite recuperar parte dos elementos à excepção dos prumos e dos próprios cabeçais, que ficam como únicos elementos portantes.

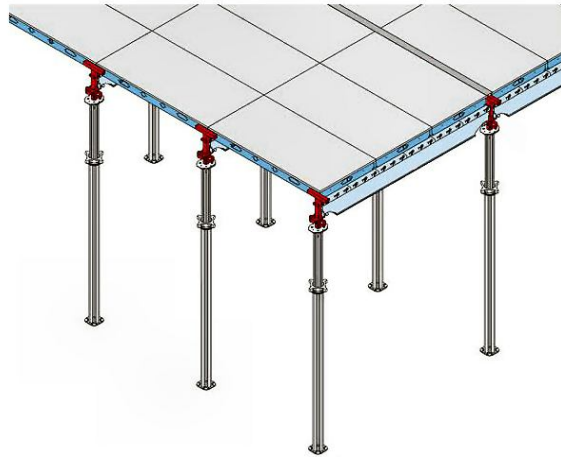


Figura 4.4 – Esquema de cofragem com cabeçal de caída (Peri, 2008)

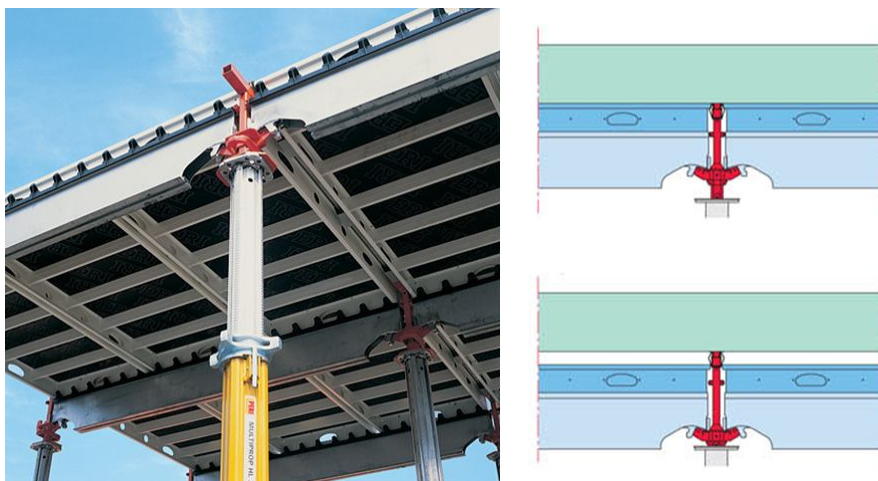


Figura 4.5 – Cofragem com cabeçal de caída. Esquema de funcionamento (Peri, 2008)

A possibilidade de apoiar viga sobre viga permite a mudança de sentido da cofragem, sendo vantajoso para muitas soluções como o remate em muros ou consolas.

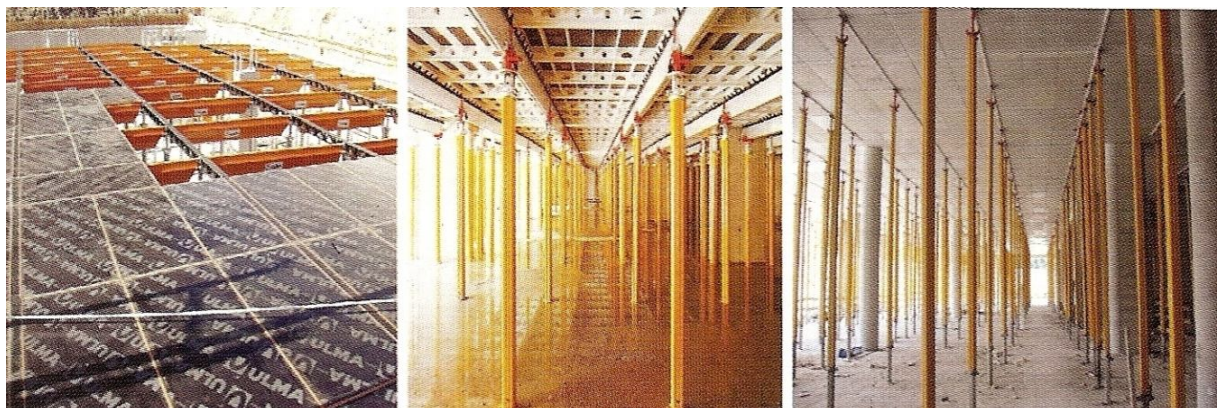


Figura 4.6 – Vista superior, inferior e escoramento de uma cofragem com cabeçal de caída (Peri, 2008)

A vantagem fundamental deste sistema é a possibilidade de recuperar todo o material da laje (Figura 4.6) deixando unicamente todos ou parte dos prumos, podendo assim aumentar o prazo de remoção destes sem ter todo o material imobilizado.

4.2.3. Cofragens industrializadas ou mesas

A cofragem para laje mediante mesas é aquela em que a estrutura da cofragem se mantém nas diferentes colocações. A sua utilização é especialmente recomendada em pisos de lajes repetitivas onde a quadrícula entre pilares se mantém constante no mesmo piso assim como em pisos sucessivos e onde sejam necessários altos rendimentos de execução (John, 2010). A particularidade deste sistema é que a cofragem monta-se no início da obra e translada-se, sem desmontar, de uma zona para outra. Nestas translações deve evitar-se qualquer modificação dos painéis e do apoio das mesas.

Os elementos deste tipo de cofragem são os seguintes (Doka, 2007):

- Painéis de contraplacado revestidos com película fenólica aparafusados a vigas transversais (secundárias). O painel recebe a carga do betão fresco e transmite-a às vigas transversais.
- Vigas transversais que se aparafusam sobre vigas longitudinais perpendiculares (principais). A carga das vigas transversais é transmitida às vigas longitudinais.
- Vigas longitudinais que se fixam a suportes apoiados na laje inferior.
- Suportes que recebem a carga das vigas longitudinais e transmitem-na à estrutura inferior de suporte. Estes elementos são dispostos em menor quantidade do que os prumos, sendo a carga que transmitem, conseqüentemente, superior.
- Aparte dos elementos anteriores, existem outros complementares cujo objectivo é facilitar a mobilidade das mesas.

A construção com este tipo de cofragem tem as seguintes fases (Doka, 2007):

1. Construção das mesas no início da obra.
2. Colocação das mesas para a laje a executar.
3. Ajuste da cofragem.
4. Montagem da armadura.
5. Betonagem da laje.
6. Descofragem da laje uma vez alcançada a resistência adequada.
7. Translação da cofragem para a nova posição.

Os diferentes tipos de mesas nascem de dar diferentes soluções aos elementos anteriores e às suas uniões. As cofragens de mesas podem classificar-se em (Doka, 2007):

- Mesas móveis, que são as que se deslocam mediante um dispositivo externo dotado de rodas que move as mesas mediante esforço humano deslocando-as para a nova posição.
- Mesas auto-móveis, que são as que têm incorporado rodas e motores, não necessitando de nenhum elemento externo para se moverem.

4.2.3.1. Mesas móveis

Os elementos deste tipo de cofragem (Figura 4.7 e 4.8) são os seguintes (Doka, 2007):

- Painéis de contraplacado revestidos com película fenólica aparafusados a vigas transversais de madeira.
- Vigas transversais de madeira que se aparafusam sobre vigas longitudinais de madeira.
- Vigas longitudinais de madeira que se apoiam sobre cabeçais aos quais se fixam os suportes.
- Suportes formados por prumos isolados ou planos de prumos, em função da separação de prumos requerida.

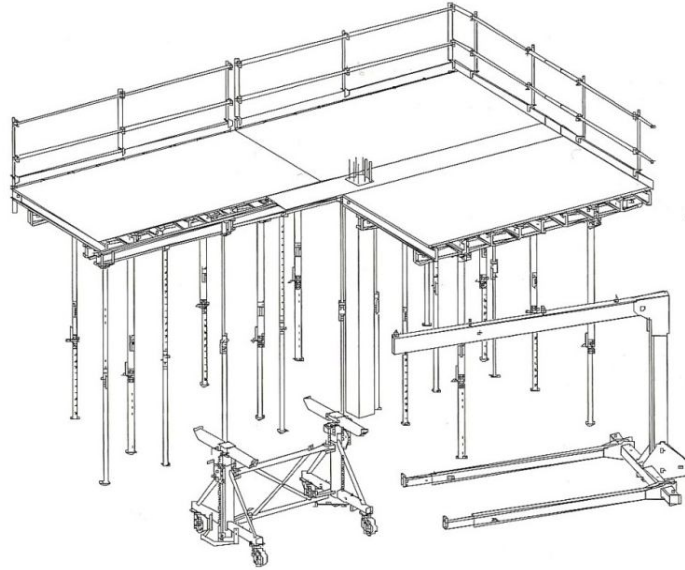


Figura 4.7 – Montagem tipo e acessórios de mesas móveis (Doka, 2007)



Figura 4.8 – Perspectiva e parte inferior de mesas móveis (Doka, 2007)

As mesas incorporam todos os elementos de segurança necessários como guarda-corpos, ganchos, correntes de fixação ou rodapés. Os únicos elementos que não se incorporam nas mesas são os necessários para o seu movimento em obra.



Figura 4.9 – Carro de translação de mesas móveis (Peri, 2008)

O deslocamento deste tipo de mesas leva-se a cabo com o seguinte processo:

- Para a translação na horizontal utiliza-se um carro que é carregado com cada mesa deslocando-se mediante rodas (Figura 4.9).
- A elevação das mesas realiza-se com um dos seguintes processos:
 - Garfo ajustável de transporte que permite a elevação das mesas mediante grua (Figura 4.10).
 - Cinta de carga e descarga com grua (Figura 4.10).



Figura 4.10 – Garfo e cinta de carga de elevação de mesas móveis (Peri, 2008)

- Plataforma extensível: as mesas são levantadas com uma plataforma extensível e transladadas para o piso seguinte (Figura 4.11).
- Sistema de elevação suspenso da laje: as mesas são transladadas verticalmente de um piso para o outro sem utilização de grua (Figura 4.11). É possível fazer a translação das mesas através de uma altura de três pisos. Este sistema tem a vantagem de ser independente das condições do vento.



Figura 4.11 – Plataforma extensível de elevação e sistema de elevação suspenso da laje de mesas móveis (Doka, 2007)

4.2.3.2. Mesas auto-móveis

Os elementos anteriores, neste caso, montam-se da seguinte maneira (Figura 4.12) (Doka, 2007):

- Painéis de contraplacado revestidos com película fenólica aparafusados a vigas transversais metálicas.
- Vigas transversais metálicas que se aparafusam a vigas longitudinais metálicas.
- Vigas longitudinais metálicas treliçadas que se aparafusam aos suportes.
- Suportes formados por elementos treliçados.

- Base, que é um elemento onde se alojam os mecanismos de regulação de altura e nivelção e as rodas giratórias para a translação das mesas.

Toda a estrutura é de aço com ligações aparafusadas, o que proporciona mesas de grande rigidez e estabilidade permitindo adaptar-se a diferentes formas e dimensões, conforme as necessidades da cada obra (John, 2010). Esta característica é especialmente importante nos edifícios altos, onde normalmente existem muitos pisos com a mesma geometria. Nestes casos, projecta-se um equipamento que cubra toda a superfície do piso, fechando todo o perímetro com uma consola que serve de plataforma de trabalho com 2m de largura e com guarda-corpos incorporados de 1,80m de altura.

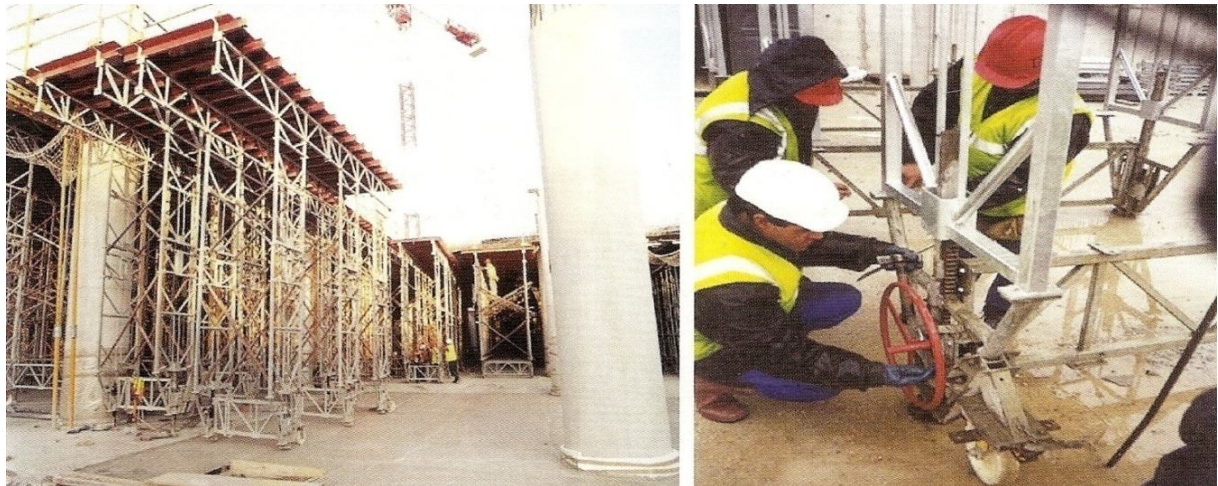


Figura 4.12 – Vista geral e detalhe da base de mesas auto-móveis (Peri, 2008)

O deslocamento deste tipo de mesas realiza-se com o seguinte processo:

- Para a translação na horizontal dispõe de rodas giratórias incorporadas nas próprias bases.
- A elevação das mesas realiza-se com uma cinta de carga e descarga com grua (Figura 4.13).

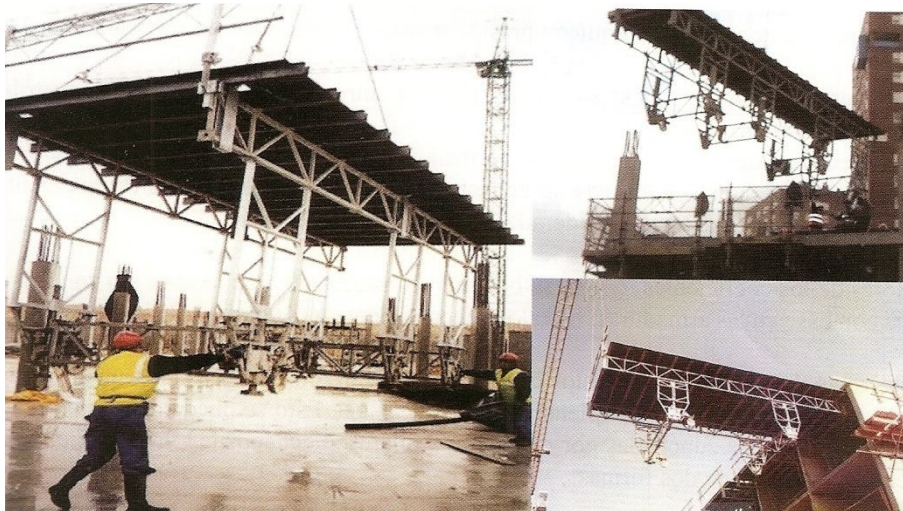


Figura 4.13 – Elevação de mesas auto-móveis (Peri, 2008)

4.3. SINGULARIDADES

4.3.1. Interação com outros elementos estruturais

As singularidades nas lajes resultam da interação com outros elementos estruturais e das próprias de cada laje. Relativamente às primeiras considera-se a ligação pilar-laje e a ligação laje-muro.

4.3.1.1. *Ligação pilar-laje*

A zona comum de ambos constitui parte da laje devido ao processo construtivo e, por outro lado, tem a função principal de transmitir a carga do pilar superior ao inferior. Se os pilares são de betão e estes têm a mesma resistência característica da laje não existe problema, mas quando o betão dos pilares é de resistência superior, o que é usual, esta singularidade pode resolver-se por um dos seguintes métodos (Calavera, 1999):

Disposição de uma zona da laje à volta dos pilares com betão da mesma resistência que estes

Apresenta o problema de se ter de utilizar na laje dois tipos de betões, criando numerosas juntas onde os esforços são máximos. Como alternativa, deve estudar-se a conveniência de aumentar a resistência de toda a laje até alcançar a dos pilares.

Pilar contínuo

Apoia-se a laje no pilar mediante conectores.

Cintagem do pilar através da laje

Aumenta-se a resistência da laje na zona do pilar cintando-a mediante a incorporação de 2 ou 3 planos de estribos iguais aos do pilar (Figura 4.14). Como é conhecido, a cintagem consiste em aplicar ao betão uma compressão transversal uniforme para que se produza um aumento virtual da resistência à compressão ao impedir a livre dilatação transversal, que se consegue dispondo armadura nos planos transversais ao pilar.



Figura 4.14 – Cintagem do pilar através da laje (García, 2006)

4.3.1.2. *Ligação laje-muro (núcleo de rigidez)*

Os diferentes tipos de ligação são os seguintes (Calavera, 1999):

- Colocação de negativos nos muros com as esperas dobradas. Ao executar a laje os negativos são destapados, a armadura no muro é endireitada e amarrada à armadura desta. Só é exequível com diâmetros pequenos (diâmetros menores do que 12mm) (Figura 4.15).
- Placas de ancoragem embebidas no muro em que se soldam os perfis da laje.
- Conectores perfurados no muro que transmitem a carga da laje por corte (Figura 4.16).
- Deixar aberturas nos muros onde se introduzem as vigas da laje. Estas aberturas são posteriormente preenchidas com argamassa (Figura 4.17).

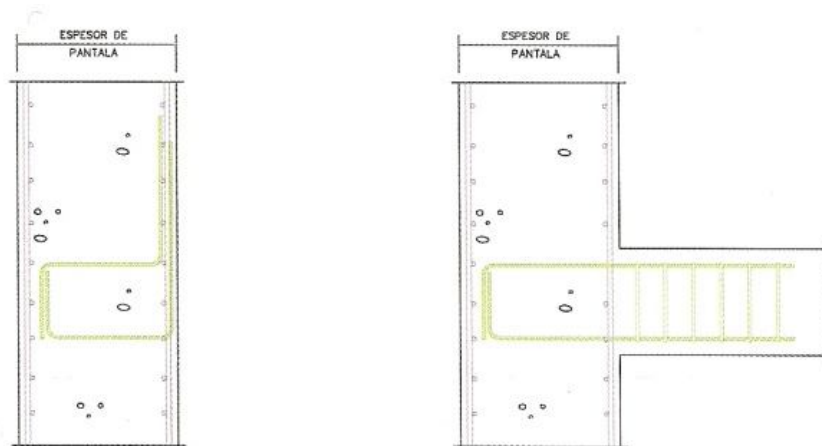


Figura 4.15 – Ligação laje-muro com esperas dobradas (Calavera, 1999)

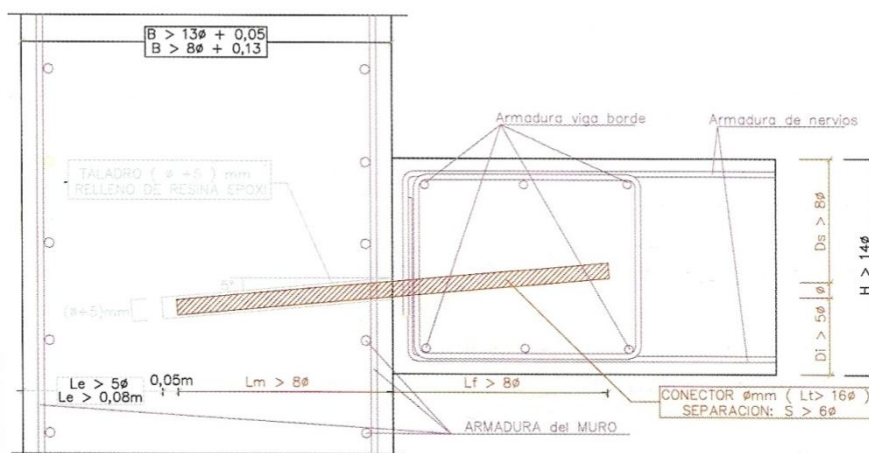


Figura 4.16 – Ligação laje-muro com conector (Calavera, 1999)

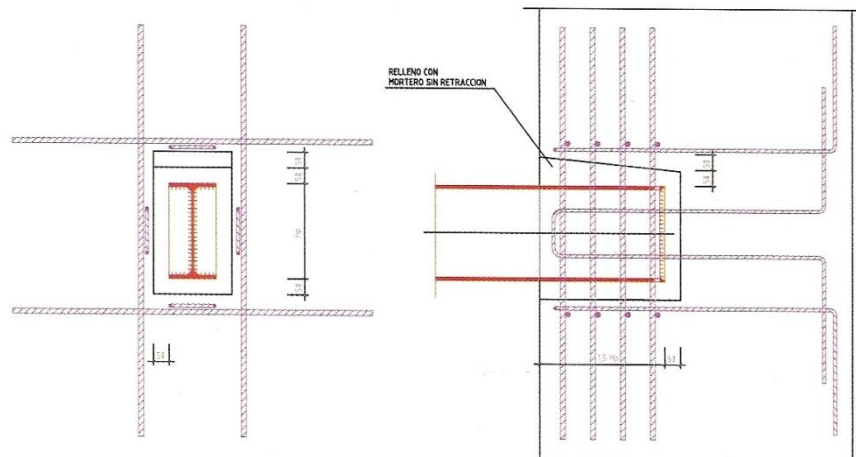


Figura 4.17 – Ligação laje-muro com abertura no muro (Calavera, 1999)

4.3.2. Singularidades próprias

As singularidades próprias dependem do tipo de laje. No caso de uma laje colaborante é necessário estudar algumas das seguintes características (Urzaiz, 2006).

- Incluir conectores nas vigas ainda que se tenham de utilizar prumos. Assim, ao converter a secção em mista, pode reduzir-se o tipo de perfis ou simplificar as ligações.

- A chapa ondulada tem uma resistência ao fogo quase nula, necessitando assim de uma protecção passiva. Uma alternativa consiste em dispor na parte inferior uma pequena armadura ($\varnothing 12/0,20$) que faça trabalhar a laje como armada.

4.4. EXECUÇÃO

4.4.1. Generalidades

Para estudar o processo de execução das lajes estas classificam-se em dois tipos:

- “In situ”, que são as lajes construídas totalmente no seu lugar definitivo a partir de materiais básicos como betão e armadura. A sua característica fundamental é que para a sua construção necessitam de cofragem e escoramento. Entre estas estão:
 - Lajes aligeiradas.
 - Lajes nervuradas.
 - Lajes maciças.
 - Lajes alveolares.
 - Lajes pré-esforçadas.
- Pré-fabricadas, que são formadas pela ligação de elementos resistentes previamente fabricados e unidos em cada piso, embora quase sempre apresentem uma parte da sua estrutura de betão fabricado “in situ”. A sua característica fundamental é a de não necessitar para a sua construção de cofragem e os prumos, se são necessários, são utilizados em menor quantidade do que as primeiras (Eisele; Kloft, 1999). Entre estas encontram-se:
 - Pré-lajes.
 - Placas alveolares.
 - Lajes compostas (colaborante).
 - Lajes metálicas.

Os elementos constitutivos de cada tipo de laje são:

- Lajes aligeiradas:
 - Vigotas pré-esforçadas e pré-fabricadas.
 - Peças de aligeiramento que podem ser:
 - o Abobadilhas cerâmicas ou de betão com função unicamente de aligeiramento.
 - o Caixotões recuperáveis.
 - o Prismas de poliestireno expandido embebidos na massa de betão dando um aspecto exterior de laje maciça.
 - Armadura e betão colocados “in situ” para incrementar as prestações resistentes ou simplesmente de distribuição.
 - Vigas de betão armado ou metálicas que recebem as cargas das vigotas e as transmitem à fundação através dos pilares.
- Lajes nervuradas:
 - Aligeiramento formado por caixotões recuperáveis ou não.
 - Armadura e betão colocados “in situ” para alcançar as prestações resistentes necessárias
- Lajes maciças:
 - Armadura e betão colocados “in situ” para alcançar as prestações resistentes necessárias.
- Lajes pré-esforçadas:
 - Armadura activa formada por cabos que podem ser aderentes ou não aderentes. Nos aderentes os cabos são alojados dentro de um bainha que pode ser circular se os cabos forem isolados ou numa bainha plana se forem alojados em grupos de quatro cabos (Taranath, 1998). Os não aderentes são monocordões que são instalados dentro de uma bainha de poliestireno que permite o seu deslizamento no esticamento.

- Armadura e betão colocados “in situ” para alcançar as prestações resistentes necessárias.
- Pré-lajes:
 - Pré-lajes, que são peças pré-fabricadas de pequena espessura ($\leq 0,08\text{m}$) que incorporam a armadura inferior da laje com função de cofragem perdida e que ficam incorporadas na laje final como parte constitutiva da mesma (Cruz, 2009).
 - Armadura e betão colocados “in situ” para incrementar as prestações resistentes ou simplesmente de distribuição.
 - Vigas de betão armado ou metálicas que recebem as cargas da laje e as transmitem aos pilares.
- Placas alveolares:
 - Placas alveolares, que são peças pré-fabricadas de grande espessura e que incorporam a armadura inferior da laje.
 - Capa de compressão, se existe, de pouca espessura ($\leq 0,08\text{m}$), com armadura e betão colocados “in situ” para incrementar as prestações resistentes ou simplesmente de distribuição (Ferrer, 2006).
 - Vigas de betão armado ou metálicas que recebem as cargas da laje e as transmitem aos pilares.
- Compostas:
 - Capa de compressão de betão armado de pequena espessura ($\leq 0,08\text{m}$) para dar as necessárias prestações resistentes. A armadura é formada, normalmente, por uma malha superior de pequena quantidade ($\approx \#8/0,150$) (Urzaiz, 2006). Dá continuidade à laje sobre as vigas.
 - Chapa ondulada para melhorar a aderência ao betão, com uma altura de 0,06m e pequena espessura de 1,0mm. Esta chapa pode ser de (Urzaiz, 2006):
 - Onda larga ($\approx 0,17\text{m}$).
 - Onda estreita ($\approx 0,06\text{m}$).
 - Pregos ou conectores de fixação da chapa ondulada a vigas secundárias metálicas inferiores.
 - Vigas secundárias metálicas de perfil laminado ($\approx \text{IPE300}$) separadas normalmente a uma distância $\leq 2,50\text{m}$ para não ter de apoiar a chapa durante a construção (Urzaiz, 2006).
 - Vigas principais geralmente metálicas que recebem a carga da laje e a transmitem aos pilares.

4.4.2. Processo construtivo

As fases do projecto construtivo para ambos os tipos de laje são as indicadas de seguida:

- Laje “in situ”:
 - Suficiência da documentação.
 - Montagem da cofragem.
 - Colocação das peças de aligeiramento.
 - Montagem da armadura.
 - Betonagem.
 - Descofragem.
 - Colocação em carga.
- Laje pré-fabricada:
 - Suficiência da documentação.
 - Fabrico das pré-lajes, placas alveolares ou chapa ondulada.
 - Colocação das vigas.
 - Escorar as vigas, caso necessário.
 - Montagem dos elementos pré-fabricados.
 - Colocação da armadura.

- Betonagem.
- Remover os prumos (caso tenham sido necessários).
- Colocação em carga.

A suficiência da documentação refere-se à mínima necessária a dispor em obra para uma correcta execução das lajes. É a seguinte (Urzaiz, 2006):

- Planos gerais e de detalhe da laje com as características de materiais, elementos estruturais e as acções a resistir pela laje.
- Memória descritiva do projecto.
- Caderno de descrições técnicas particulares.
- Coerência entre os planos de arquitectura, estrutura e instalações.

A análise dos documentos anteriores tem como finalidade a comprovação da concordância de todos eles assim como a suficiência de dados para a construção.

4.4.2.1. *Laje composta*

Nas lajes colaborantes obtêm-se as características mecânicas dos elementos constitutivos da laje, em concreto (Urzaiz, 2006):

- Peso próprio da laje.
- Comprimento da chapa colaborante a fornecer com a finalidade de determinar em quantos apoios vai trabalhar.
- Vão máximo admissível da chapa ondulada e vigas para resistir ao peso próprio da laje mais 1kN/m^2 de sobrecarga de construção.

A cofragem é estudada por um especialista tendo em conta principalmente:

- Definição geométrica.
- Implantação de aberturas em lajes e paredes.
- Dimensões das vigas de bordo.
- Contra-flechas, se existirem.
- Colocação dos barrotes e respectivos prumos que se necessitem de acordo com as características da laje para reduzir os vãos durante a fase de betonagem.
- Ciclos de trabalho.

Se das determinações prévias resultar que numa laje colaborante de chapa ondulada as vigas não são capazes de resistir às cargas de construção, é necessário apoiar os elementos correspondentes. Este apoio pode ser da chapa ou das vigas. O apoio da chapa deve ser contínuo (travessas sobre prumos e estes sobre uma travessa de distribuição), enquanto para o apoio das vigas só são necessários os prumos. Se o afastamento entre vigas é menor do que 2,50m não costuma ser necessário o apoio da chapa (Urzaiz, 2006).

Na armadura cuida-se especialmente (Urzaiz, 2006):

- A ordem de colocação (longitudinal e transversal) da armadura inferior e superior é a mesma.
- Presta-se especial atenção à ancoragem em cotovelo das armaduras perpendiculares a qualquer bordo.
- Dispõe-se uma malha electrossoldada de distribuição $4,4/150 \times 150\text{mm}$ superior com um recobrimento de 1cm.
- Coloca-se a armadura das vigas em primeiro lugar.
- Dispõe-se de seguida a armadura negativa das vigotas.
- É prestada especial atenção à ancoragem das vigotas nas vigas.

Nas lajes colaborantes, a chapa ondulada funciona, por vezes, de armadura inferior. Esta armadura coloca-se segundo planos, tendo especial cuidado no número de apoios necessários na construção e nas entregas nas vigas. Fixam-se com parafusos ou conectores às vigas. Na colocação da chapa e da armadura da laje é prestada especial atenção às sobreposições. O resto da armadura coloca-se na seguinte ordem:

- A armadura inferior entre as ondas, se existir.
- A malha superior, que deve existir sempre.
- Os reforços da armadura superior, se existirem.

A betonagem de uma laje composta é uma operação delicada porque não se deve “golpear” em excesso a chapa ondulada. Para isso, devem seguir-se as seguintes recomendações (Urzaiz, 2006):

- A altura de queda do betão não deve ser superior a 0,50m.
- Deve verter-se o betão sobre as vigas para posteriormente espalhá-lo manualmente até ao centro do vão.
- Alisamento da camada superior.

4.4.2.2. *Pré-laje*

Nas pré-lajes tem-se em conta:

- Justificação da solução estrutural e dos cálculos.
- Identificação dos pisos com pré-lajes e suas nomenclaturas.
- Geometria das distintas pré-lajes com identificação de conectores e armaduras.
- Detalhes de ligações.
- Programas de fabrico, transporte e montagem.
- Meios auxiliares de fabrico, transporte e montagem.
- Comprova-se a planeza, a sua indeformabilidade e os elementos de fecho perimetral das cofragens da pré-laje.
- No armazenamento das pré-lajes no estaleiro da obra deve ser garantida a sua indeformabilidade.

A betonagem realiza-se tendo em conta os seguintes pontos:

- Realiza-se de forma contínua.
- As juntas situam-se a um quarto do vão (aproximadamente nas zona das ligações contíguas às zonas maciças) e onde exista armadura superior e inferior perpendicular para a unir.

4.4.2.3. *Laje alveolar*

A betonagem de lajes alveolares necessita o seguinte processo singular:

- Betonagem até ao nível teórico de localização dos aligeiramentos.
- Colocação dos aligeiramentos: dispõem-se de seguida os aligeiramentos de polietileno expandido, fixando-os às armaduras para que não flutuem.
- Montagem da armadura superior da laje: coloca-se a armadura superior de distribuição da laje. Esta armadura deve ser formada por uma malha electrossoldada para realizar a operação com rapidez.
- Betonagem do resto da laje de acordo com o procedimento geral.

4.4.2.4. *Laje pré-esforçada*

Nas lajes pré-esforçadas, além das considerações correspondentes à armadura, deve ter-se em conta:

- Os cabos aderentes exigem mais duas operações que são o esticamento e a injeção das bainhas.
- Os cabos não aderentes só têm a operação de esticamento.
- Nenhum deles pode ser esticado até o betão alcançar uma resistência entre 70% e 80% da característica, o que pode alargar o tempo de descofragem e carga.

4.4.2.5. Descofragem

Quando o betão alcançar a resistência suficiente para resistir ao seu peso próprio pode descofrar-se, mas nunca antes das 36 horas. Para realizar a descofragem cumpre-se o procedimento pré-determinado e para definir a resistência de descofragem realiza-se um estudo específico (Correia, 2008).

A colocação em carga da laje pode ser por entrar em serviço (descofragem) ou pelo apoio sobre ela de uma laje superior. Em ambos os casos deve ter-se alcançado como valor mínimo a resistência de projecto. Quando a carga da laje superior é superior à carga adicional da laje (carga total menos o peso próprio) deve fazer-se um estudo de apoio da laje.

As especificações técnicas a seguir neste processo devem ser as seguintes:

- Norma vigente.
- Especificações do contrato:
 - Caderno de prescrições técnicas particulares.
 - Memória descritiva do projecto.
 - Projecto da laje.
 - Projectos de arquitectura e instalações.

4.4.3. Programação

Nos tópicos anteriores foram indicadas as actividades necessárias para a construção das lajes de edifícios altos. De seguida, aborda-se a programação para definir os recursos necessários de forma a cumprir o prazo requerido da obra. São os seguintes (Cruz, 2009):

- Recursos directos ou próprios, que são os que apenas se vão utilizar na construção da laje. Entre estes encontram-se os operários de cofragem, armadura, soldadura, etc.
- Recursos partilhados, auxiliares ou indirectos, que são os que se utilizam também na construção de outras partes da obra, entre os quais guas, bombas de betão, etc.

Do anterior deduz-se que não se pode realizar uma programação independente das lajes mas sim fazer-se uma programação global de toda a estrutura.

Sem prejuízo do anterior, podem dar-se ideias gerais no que se refere à programação das lajes, assumindo um valor meramente indicativo da utilização dos recursos em outras partes da obra. Para isso classificam-se os recursos em (Cruz, 2009):

- Recursos flexíveis: aqueles de fácil aquisição e proporcionais à produção como operários de cofragem, armadura, soldadura, etc.
- Recursos rígidos: aqueles de difícil aquisição e/ou substituição e que não são proporcionais à produção como as guas. Estes recursos atendem a um determinado número de recursos flexíveis e são os que geralmente determinam o ciclo de trabalho.

A finalidade da programação é obter o processo e os recursos necessários para executar a obra no prazo e custo mínimo. Os dados de partida do estudo são:

- Características das lajes, definidas principalmente pelo projecto. Os dados mais importantes para a programação são:
 - Geometria.
 - Tipologia.
 - Quantidade de betão e armadura.
- Tempo de execução médio das lajes, que é condicionado, normalmente, por decisões gerais para poder realizar a obra no prazo requerido. Um período usual nos edifícios altos é o de uma laje por semana.

A execução da programação é um processo iterativo. Supõem-se recursos e depois de estudar os ciclos chega-se a um tempo final. Se este é superior ao exigido, corrigem-se os recursos no sentido conveniente até alcançar o tempo de execução desejado.

Há que ter em conta que a solução de um problema de programação não é única. Por isso, embora se tenha uma programação que cumpra todos os objectivos, esta deve ser analisada no decorrer da obra para verificar se, com os dados reais, é susceptível de melhoria. Também é necessário analisar se com estes dados as expectativas desejadas se cumprem. Isto é, pode dizer-se que a programação de uma obra dura quase a própria obra.

Na primeira estimativa da programação é conveniente ter alguns índices dados pela experiência, que podem ajudar que, com a primeira estimativa, se aproxime bastante da solução final (Cruz, 2009). Do estudo das programações precedentes deduzem-se as correcções convenientes para as seguintes. Os índices prévios geralmente admitidos são:

- Níveis de construção das lajes:
 - A laje no interior do núcleo deve ir a um nível acima das exteriores.
 - A trepagem deve ir acima da laje num determinado número de níveis. O sistema auto-trepante requer três níveis.
- Estuda-se independentemente o ciclo semanal das lajes exteriores e interiores.
- Para o estudo dividem-se as lajes em:
 - A exterior ao núcleo em duas ou três zonas, embora se possa trabalhar simultaneamente em dois pisos.
 - A interior numa zona.
- Sequência de construção por zona:
 - Estrutura metálica:
 - o Dia 1: vigas.
 - o Dia 2: chapa + armadura.
 - o Dia 3: betonagem.
 - o Dia 4: pilares.
 - Estrutura de betão:
 - o Dia 1: cofragem.
 - o Dia 2: armadura.
 - o Dia 3: betonagem.
 - o Dia 4: pilares.
- A betonagem não se deve efectuar com balde pelo grande consumo de tempo de grua.
- Deve betonar-se o menor número de vezes devido à perda de betão no tubo, salvo necessidades do ciclo.
- O nível da trepagem está condicionado com o da laje já que devem avançar simultaneamente com o objectivo de betonar todas as zonas mediante o distribuidor dada a limitação deste para betonar na vertical.
- As gruas devem mover a maior carga possível.
- Para diminuir o tempo de ocupação das operações do ciclo e facilitar o método de trabalho, todas as operações possíveis devem executar-se na zona de armazém da obra. Por esta razão, deve montar-se um estaleiro de módulos de armadura.

- A cofragem dos núcleos deve ser auto-trepante para dispensar a grua. No caso de diferentes alturas entre pisos é necessário analisar o avanço do sistema auto-trepante.

No estudo da programação devem ter-se em conta os seguintes aspectos:

1. Valores do ciclo: há que avaliar o tempo de utilização das gruas na execução de:
 - Cofragem trepante,
 - laje exterior e
 - laje interior

para determinar o número de gruas e a duração do ciclo.

2. Recursos:
 - Gruas. Determinam-se em função do tempo consumido, do peso dos elementos a elevar e do método de execução. Em geral, utilizam-se, pelo menos, duas gruas. A determinação da grua é efectuada através do desenho da planta do edifício e das cargas a manobrar, já que a velocidade de todos os modelos é similar.
 - Distribuidor de betão. Determina-se pelo volume em m³/h a betonar, pelo desenho em planta do edifício e do alcance máximo a betonar. O comprimento do distribuidor determina-se para que cubra toda a superfície.
 - Mão-de-obra. Como é um recurso flexível, não costuma ser determinante no ciclo, embora possa limitar as zonas de trabalho.

A realização da programação da construção leva-se a cabo nas seguintes fases:

1. Análise do trabalho a realizar.
2. Determinar o método de trabalho a utilizar.
3. Avaliar o tempo de grua para realizar o ciclo.
4. A duração do ciclo e o horário de trabalho determina o número de gruas.
5. A carga máxima a elevar que determina o tipo de grua.
6. Divisão das lajes em zonas para que todas as gruas e equipamentos estejam ocupados continuamente.
7. Determinação dos equipamentos necessários.
8. Determinação das fases de execução da laje; normalmente em quatro fases.
9. Determinação do número de zonas. O número de zonas mínimo é o que divide de igual forma o tempo de ocupação de cada uma das zonas, caso se pretenda dar continuidade aos equipamentos.
10. As zonas devem ter superfícies aproximadamente iguais, com o objectivo de otimizar os recursos.
11. Realização de um diagrama de actividades simultâneas, onde se analisa a coordenação das gruas, do distribuidor, as equipas e os trabalhos em cada zona. É uma "fotografia" do que se faz num período de tempo (dia ou semana), isto é, serve para analisar o processo construtivo e o comportamento de cada um dos recursos. Na Tabela 4.2 mostra-se a forma típica de um diagrama deste tipo (para 8 horas de trabalho, 5 dias por semana).
12. Realização de um diagrama de barras que reflecta o progresso temporal dos trabalhos.

DIAS	HORAS	GRUA 1	BOMBA DE BETÃO	MUROS NÚCLEO	LAJES NÚCLEO	LAJES ESTALEIRO	GRUA 2
1	1	MONTAGEM ESTRUTURA METÁLICA LAJE ESTALEIRO		2ª FASE COFRAGEM MUROS AUTOTREPANTE	MONTAGEM MALHA ELECTROSSOLDADA REGULARIZAÇÃO LAJES NÚCLEOS	MONTAGEM ESTRUTURA METÁLICA LAJES ESTALEIRO	MONTAGEM ESTRUTURA METÁLICA LAJE ESTALEIRO
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
	7						
	8						
2	1	MONTAGEM ESTRUTURA METÁLICA LAJE NÚCLEO	BETÃO MUROS NÚCLEO	BETÃO MUROS NÚCLEO	MONTAGEM ESTRUTURA METÁLICA LAJES NÚCLEOS	APARAFUSAR E SOLDAR ESTRUTURA METÁLICA LAJES ESTALEIRO	MONTAGEM ESTRUTURA METÁLICA LAJE NÚCLEO
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
	7						
	8						
3	1	MONTAGEM PLACAS ALVEOLARES LAJE ESTALEIRO		DESCOFRAGEM MUROS NÚCLEO	APARAFUSAR E SOLDAR ESTRUTURA METÁLICA LAJES NÚCLEOS	MONTAGEM PLACAS ALVEOLARES LAJE ESTALEIRO	MONTAGEM PLACAS ALVEOLARES LAJE ESTALEIRO
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
	7						
	8						
4	1	FORNECIMENTO CHAPA COLABORANTE		1ª FASE COFRAGEM MUROS NÚCLEO	MONTAGEM CHAPA COLABORANTE E MALHA ELECTROSSOLDADA LAJES NÚCLEOS	MONTAGEM MALHA ELECTROSSOLDADA LAJE ESTALEIRO	FORNECIMENTO MALHA ELECTROSSOLDADA
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
	7						
	8						
5	1	MONTAGEM ARMADURA MUROS TREPANTES, PLACAS ANCORAGENS E NEGATIVOS	BETÃO LAJE NÚCLEO	MONTAGEM ARMADURA MUROS NÚCLEO	BETÃO LAJE NÚCLEOS	BETONAGEM LAJE ESTALEIRO	MONTAGEM ARMADURA MUROS TREPANTES, PLACAS ANCORAGEM E NEGATIVOS
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
	7						
	8						
			BETÃO LAJE ESTALEIRO	2ª FASE COFRAGEM MUROS TREPAGEM			

Tabela 4.2 – Diagrama de actividades simultâneas

5. PARAMENTOS DE BETÃO

5.1. INTRODUÇÃO

Independentemente da solução estrutural geral dos pisos do edifício (metálica ou betão), é cada vez mais usual que a rigidez necessária do mesmo para as cargas horizontais (vento e sismo) se consiga mediante a criação de núcleos rígidos com muros de betão. Estes núcleos costumam criar-se aproveitando as caixas de escadas e de elevadores que permitem a continuidade vertical necessária.

Outras configurações (mais para uso habitacional do que para escritórios) conseguem esta rigidez no plano da fachada através de muros perimetrais de betão que incorporam as aberturas necessárias para as janelas.

Em qualquer dos casos, na construção de edifícios altos, é quase obrigatório ter de resolver a execução de paramentos verticais de betão.

Neste capítulo descrevem-se os distintos sistemas de cofragem para a sua execução, detalhando as suas vantagens e desvantagens e os critérios que devem guiar a escolha de um ou outro. Aborda-se ainda o problema da ligação destes paramentos verticais com os elementos horizontais de laje.

5.2. SISTEMAS DE COFRAGENS DE MUROS

Dentro dos aspectos técnicos a considerar na cofragem a utilizar na obra podem distinguir-se dois principais: o tipo de superfície cofrante e o tipo de sustentação da cofragem.

A superfície cofrante, em geral, não costuma ser um parâmetro excessivamente condicionante. Não é habitual que, neste tipo de edifícios, salvo em pontos singulares como os átrios de entrada, se recorra a betão arquitectónico à vista. Desta forma, a superfície cofrante é mais associada ao próprio projecto da cofragem do que aos requerimentos exteriores de qualidade superficial.

Os materiais mais utilizados são os painéis metálicos e, sobretudo, os painéis de contraplacado revestidos com película fenólica que produzem qualidades superficiais mais do que suficientes, sendo de fácil substituição em caso de deterioração pelo uso.

A ligação entre faces da cofragem dos muros para resistir à pressão do betão fresco não costuma ser problema já que o habitual é que se executem cofragens de duas faces sem um requisito de estanquidade relevante e, portanto, podem usar-se as barras Dywidag de cofragem tradicional com bainha de plástico para a sua recuperação.

O parâmetro mais determinante para a escolha da cofragem nestes edifícios é o tipo de sustentação e o sistema de movimento vertical do mesmo (John, 2010).

De seguida, de uma forma muito simplificada, definem-se os tipos de cofragem.

5.2.1. Tradicional

Consiste na utilização de painéis de cofragem “standard” (Figura 5.1), sem um sistema de sustentação próprio, apoiados sobre um elemento horizontal já executado (sapata ou laje, por exemplo) ou sobre a própria cofragem da colocação anterior.



Figura 5.1 – Arranques de núcleos com cofragem tradicional (Somavilla, 2005)

Não se costumam dispor (salvo em casos de cofragens metálicas especiais, mais próprias de outro tipo de trabalho como pilares de pontes) de plataformas próprias de trabalho para acesso dos operários de execução (Somavilla, 2005).

Permite executar exclusivamente elementos que tenham pouca altura desde a superfície de trabalho.

5.2.2. Cofragem de uma face

Os sistemas de cofragem de uma face surgem exclusivamente para dar solução a muros onde somente é possível colocar os painéis de cofragem por um dos lados. Isto implica que, pelo lado livre do muro, se devem colocar os elementos necessários para contrabalançar os esforços devidos à pressão do betão. Desta maneira surgem os suportes tipo contraforte (Somavilla, 2005).

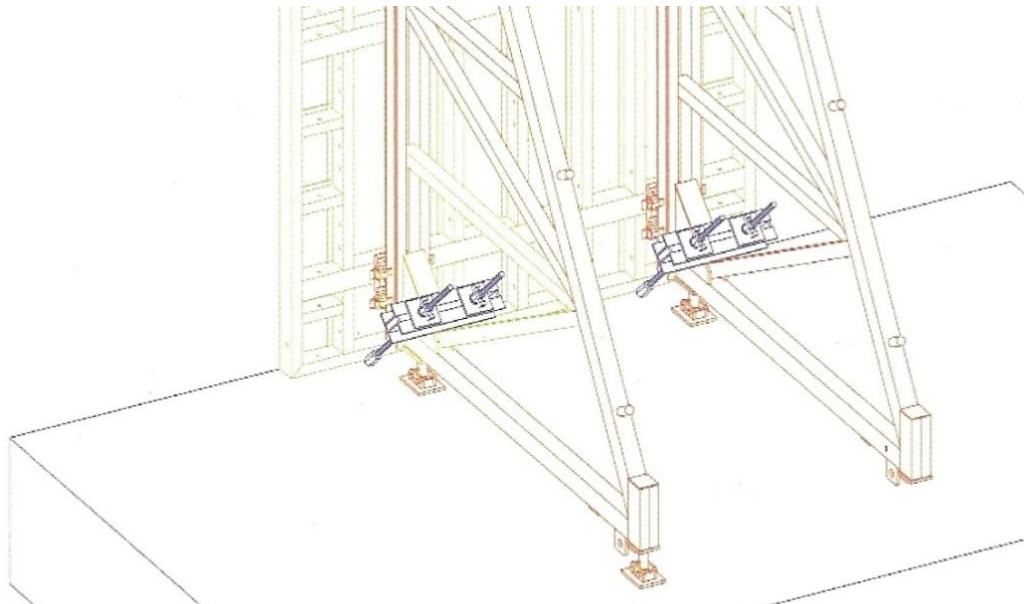


Figura 5.2 – Ancoragens de cofragem de uma face (Somavilla, 2005)

É necessário fixar estes suportes ao terreno mediante ancoragens de tal modo que o sistema possa funcionar correctamente (Figura 5.2). É muito importante que, previamente a todo o processo de montagem, as ancoragens tenham sido colocadas na sua posição correspondente.

Uma vez montados todos os elementos em grupo (painéis-escoras), o sistema pode mover-se conjuntamente (Figura 5.3).

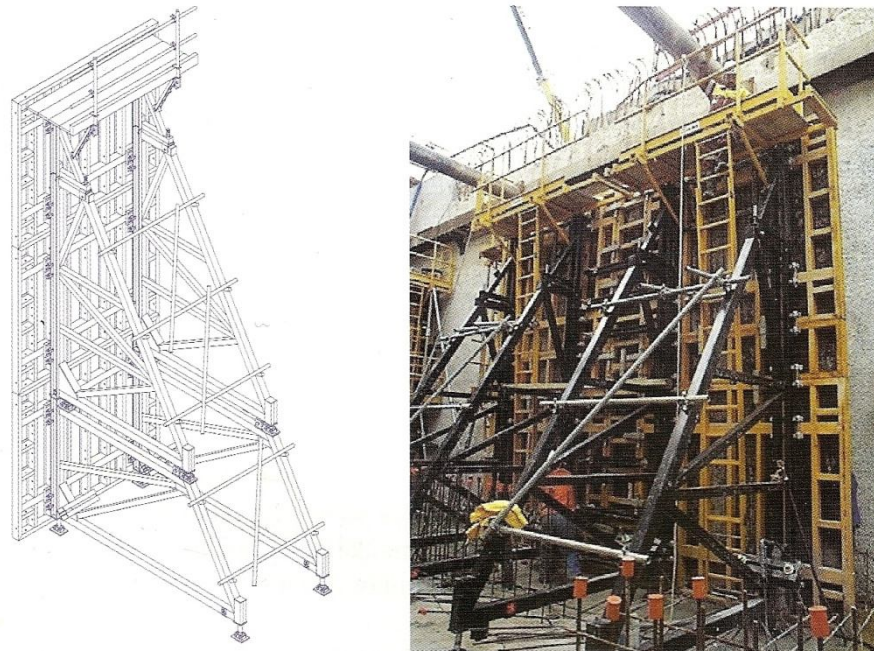


Figura 5.3 – Esquema e fotografia de cofragem de uma face (Somavilla, 2005)

5.2.3. Cofragem trepante

Nas cofragens trepantes os painéis de cofragem são montados sobre consolas ancoradas na parte já executada do muro mediante elementos especiais (cones trepantes).

Sobre as consolas montam-se também plataformas de trabalho para a armadura e betonagem do muro assim como uma plataforma inferior para a recuperação dos elementos de ancoragens inferiores.

O conjunto de consolas, painéis e plataformas é içado com grua até à posição da nova colocação. Desta forma, o sistema permite cofrar superfícies corridas na vertical como aberturas de instalações ou elevadores, fachadas, etc.

A altura de trepagem, tanto por motivos de adequação à geometria do projecto como pelas próprias limitações da betonagem, é a existente entre pisos consecutivos, em geral (entre 3 e 5m, habitualmente) (Doka, 2007).

5.2.4. Cofragem auto-trepante

É uma variante do sistema anterior em que o movimento vertical do conjunto de consolas, painéis e plataformas se realiza através de guias com um sistema de cilindros hidráulicos próprio, dispensando de forma significativa o tempo de utilização de grua (que nestas obras costuma ser “um bem muito escasso”) e permitindo a sua operação em condições de vento relativamente desfavoráveis, muito frequentes em altura.

5.2.5. Cofragem trepante guiada

Recentemente surgiu um sistema híbrido entre a cofragem trepante convencional e a cofragem auto-trepante – a cofragem trepante guiada. Esta mantém o sistema de guias que permite a sua utilização com vento mas o elemento de elevação é a grua de obra.

5.2.6. Cofragem deslizante

Nos sistemas anteriores o planeamento da betonagem é sempre por fases, em avanços de 3 a 5m de altura separados no tempo. No entanto, o sistema de cofragem deslizante supõe uma betonagem contínua no tempo, 24 horas por dia, em que os trabalhos de cofragem, colocação de elementos embebidos, montagem de armadura e betonagem ocorrem simultaneamente.

Baseia-se na utilização de uma cofragem de pouca altura (aproximadamente 1m) que, empurrada por cilindros hidráulicos e um sistema de cavaletes apoiados num tubo de ascensão central, vai avançando de forma quase contínua (de 10 a 20cm/h), conseguindo-se avanços da ordem de um piso por dia (Somavilla, 2005).

De seguida, descrevem-se pormenorizadamente os últimos quatro sistemas enumerados já que são os mais específicos deste tipo de obras.

5.3. COFRAGEM TREPANTE

Entende-se por cofragem trepante a cofragem que se apoia sobre um andaime ancorado no troço anterior ao que se pretende betonar. Utiliza-se na construção de elementos eminentemente verticais tais como pilares ou muros, nos quais a sua envergadura, complexidade ou outros condicionantes impossibilitam a sua execução apenas numa fase.

5.3.1. Descrição

Uma cofragem trepante é formada, de acordo com a geometria e condicionantes da obra a executar, por um conjunto de módulos trepantes (Figura 5.4) composto cada um deles pelos elementos seguintes (Peri, 2008).

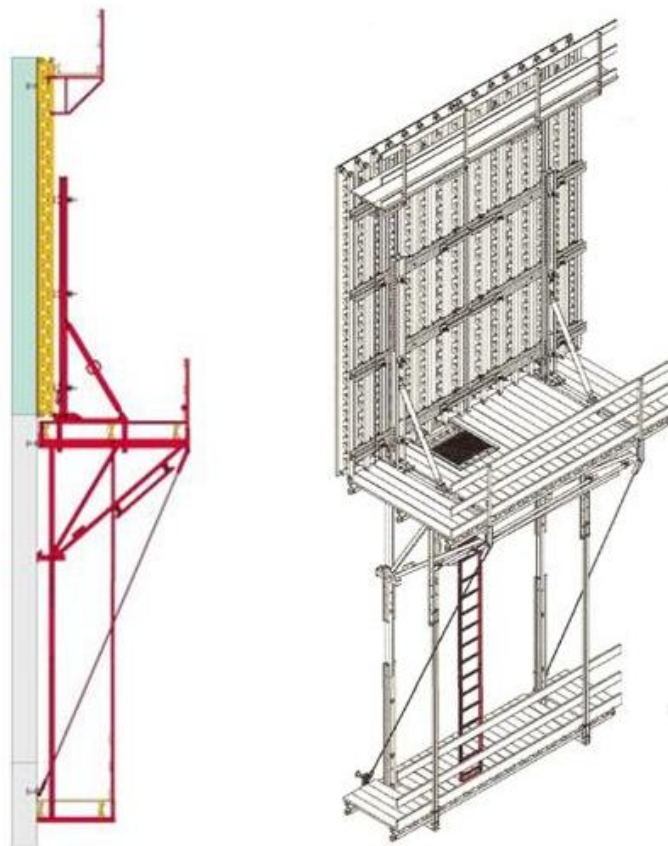


Figura 5.4 – Módulo trepante (Peri, 2008)

5.3.2. Painel de cofragem

Em geral, é um painel de cofragem tradicional para a execução de muros. Deve incorporar, portanto, uma plataforma superior para a betonagem e se for necessário, em função da altura do troço, outra plataforma a metade do painel para acesso a posições intermédias de ancoragens ou elementos de união entre módulos.

5.3.3. Unidade trepante

É formada habitualmente por duas estruturas planas de forma triangular convenientemente contraventadas denominadas consolas que permitem a formação, no plano horizontal, de uma plataforma principal de trabalho. Devem estar preparadas para serem adaptadas na parte inferior com dispositivos que permitam a montagem de uma plataforma suspensa para a recuperação de ancoragens e operações de inspecção e acabamento.

5.3.4. Elementos de conexão

São uma série de acessórios próprios de cada sistema mediante os quais se realiza a conexão do painel de cofragem à unidade trepante.

Nas cofragens trepantes modernas os elementos de conexão devem possibilitar a elevação do módulo trepante completo, as operações de cofragem e descofragem, o alinhamento e nivelção da cofragem e o afastamento dos painéis de cofragem para poder efectuar os trabalhos de limpeza do mesmo assim como a montagem da armadura (Figura 5.5).

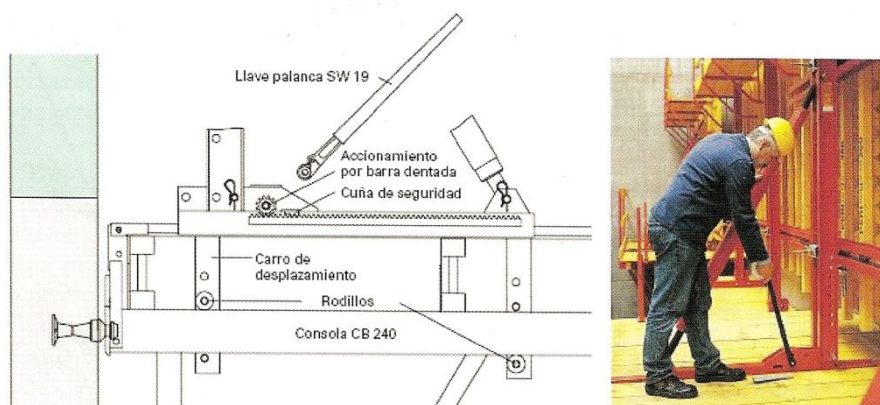


Figura 5.5 – Carro de avanço (Peri, 2008)

No caso de cofragens trepantes de uma face, os elementos de conexão devem dimensionar-se para permitir a transmissão dos impulsos do betão às consolas trepantes, garantindo o perfeito aperto na sua sobreposição com o troço inferior e evitando, assim, perdas de argamassa do betão.

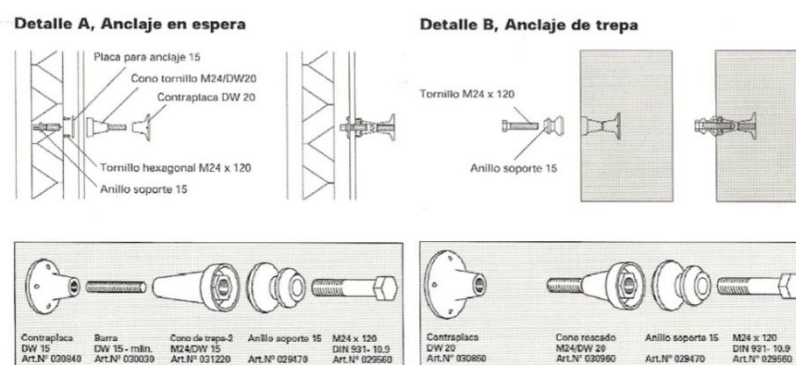


Figura 5.6 – Ancoragens de trepagem (Peri, 2008)

5.3.5. Ancoragens

Devem estar dimensionadas para permitir a suspensão do módulo trepante sem a intervenção directa de nenhum operário, evitando-se assim a presença de pessoas sobre o módulo durante a manobra de elevação e suspensão do mesmo (Figura 5.6 e 5.7).

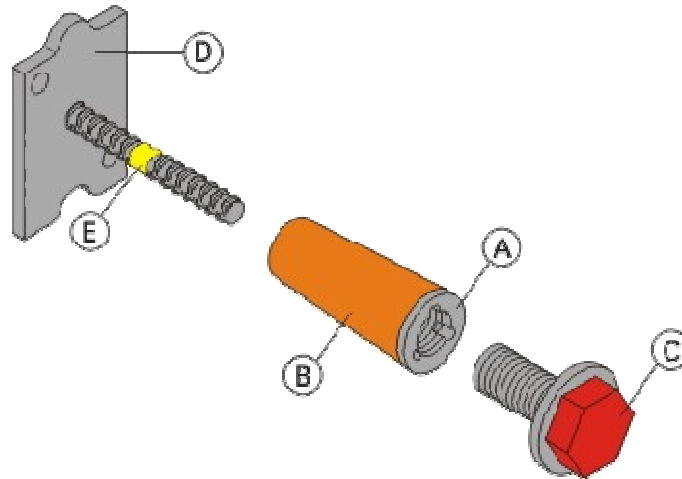


Figura 5.7 – Detalhe de ancoragem de trepagem: A – cone; B – bainha; C – parafuso; D – placa; E – marca de segurança (Peri, 2008)

Em cada posição de trepagem (Figuras 5.8 a 5.10) utilizam-se as ancoragens dos dois troços precedentes. No mais alto realiza-se a suspensão do módulo e no mais baixo efectua-se a ancoragem para resistir ao vento.

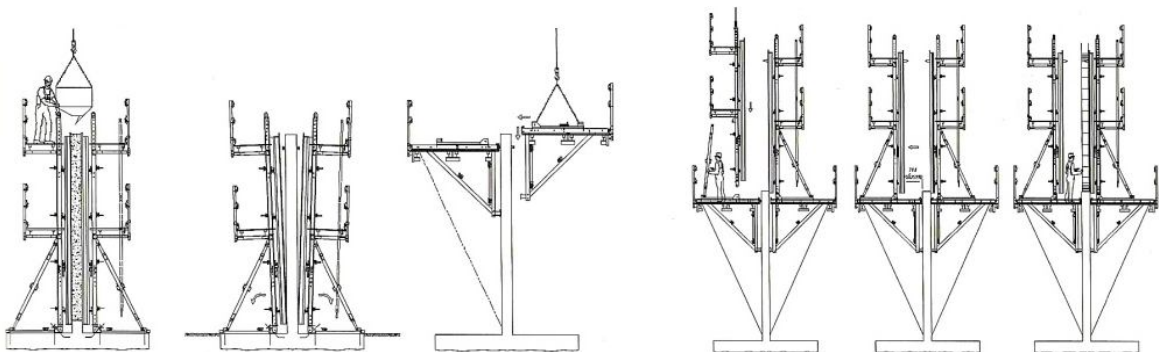


Figura 5.8 – Sequência de trepagem (betonagem, arranque e montagens iniciais) (Peri, 2008)

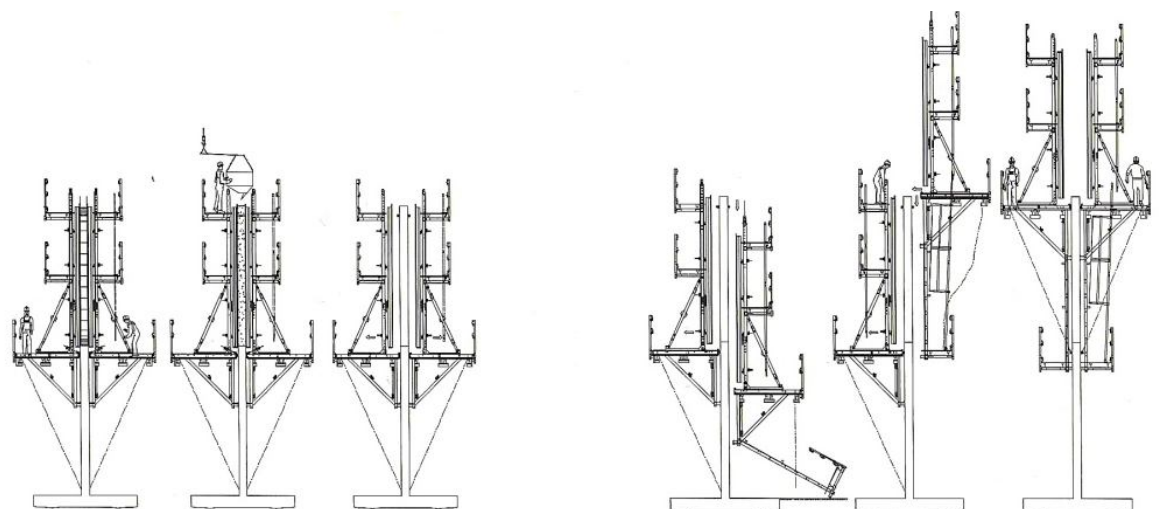


Figura 5.9 – Sequência de trepagem (primeira trepagem e montagem de plataformas inferiores) (Peri, 2008)

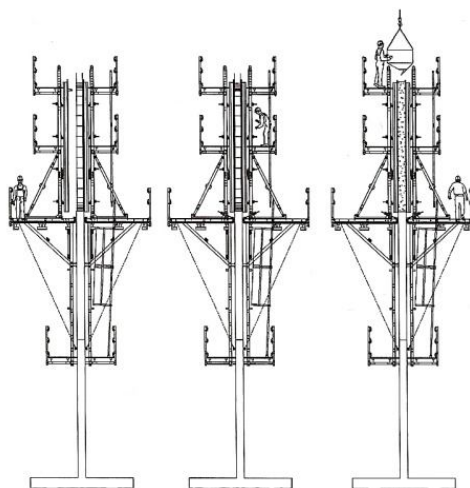


Figura 5.10 – Sequência de trepagem (execução de trepagem tipo) (Peri, 2008)

5.3.6. Plataformas interiores trepantes

A execução de aberturas interiores de reduzidas dimensões, tais como as caixas de elevadores, não é viável utilizando as consolas trepantes descritas anteriormente, dado que as consolas de uma face interfeririam com as consolas da face adjacente ou com as da face oposta. Este inconveniente resolve-se com a utilização de plataformas interiores trepantes (Figura 5.11) que ocupam toda a secção interna do núcleo a executar e dão apoio simultaneamente aos panos de cofragem dos quatro paramentos.

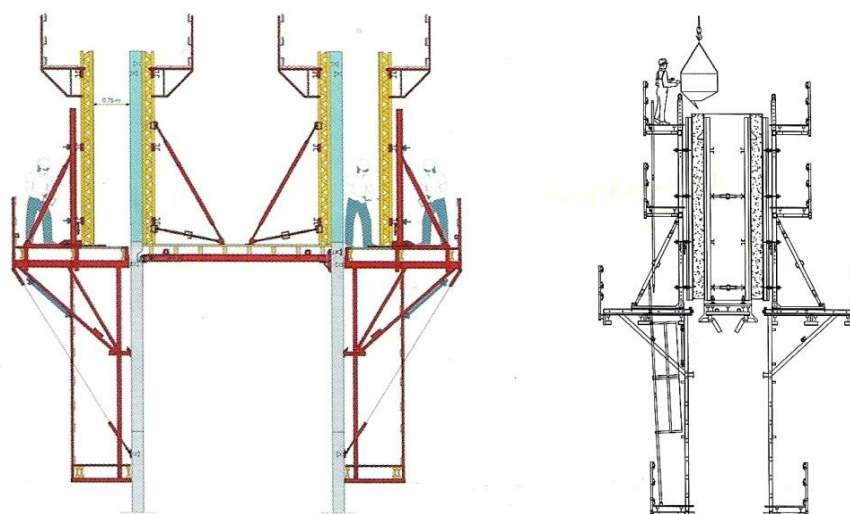


Figura 5.11 – Plataformas interiores trepantes para aberturas médias e pequenas (Peri, 2008)

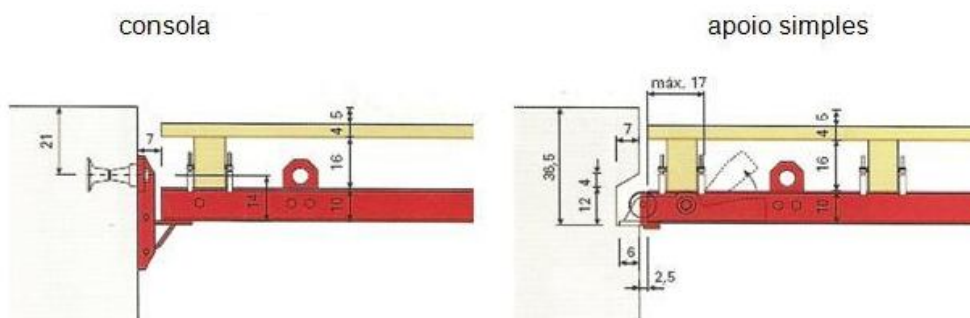


Figura 5.12 – Soluções de apoio de plataforma interior (Peri, 2008)

As plataformas incorporam guias sobre as quais deslizam as cofragens durante as manobras de descofragem. O apoio das plataformas (Figura 5.12) realiza-se sobre consolas fixadas ao betão com ancoragens perdidas idênticas à das consolas exteriores ou então directamente sobre o betão dos paramentos mediante apoios simples incorporados na plataforma que se alojam em aberturas executadas para o efeito.

5.4. COFRAGEM AUTO-TREPANTE

5.4.1. Descrição

Uma cofragem auto-trepante (Automatic Climbing System – ACS) é, de um ponto de vista formal, idêntica a uma cofragem trepante tradicional, com a única diferença de que incorpora qualquer tipo de motorização que a torna independente da grua ou meio auxiliar alternativo de elevação (Figura 5.13).



Figura 5.13 – Módulo “standard” auto-trepante, carril trepante e central hidráulica (Peri, 2008)

O sistema auto-trepante mais utilizado frequentemente pelos fabricantes europeus de cofragens é o que dispõe de um par de carris trepantes ancorados no betão dos troços prévios sobre os quais se apoiam os cilindros hidráulicos incorporados em cada uma das consolas trepantes para empurrar o módulo até cima (Figura 5.14).



Figura 5.14 – Detalhe de sistema hidráulico (Urzaiz, 2006)

Uma vez completada a elevação, o módulo trepante fica ancorado ao betão já executado e preparado para iniciar um novo ciclo de montagem de armadura, cofragem, betonagem e descofragem. Depois

da descofragem procede-se ao aparafusamento dos suportes de trepagem nas ancoragens em espera do troço recém-betonado (Figura 5.15). De seguida, são lançados até cima os carris trepantes, empurrados pelos cilindros, até que alcancem o novo suporte e aí fiquem ancorados, prontos para iniciar uma nova sequência de trepagem (Figura 5.16).



Figura 5.15 – Detalhes de suportes de carril auto-trepante (Urzaiz, 2006)

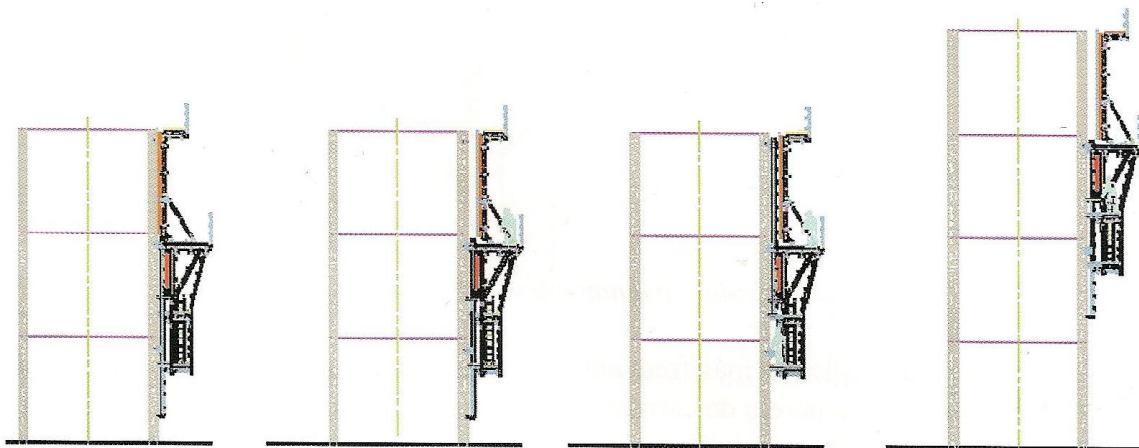


Figura 5.16 – Sequência auto-trepante (Somavilla, 2005)

5.4.2. Cofragem auto-trepante para aberturas interiores

Tal como no sistema trepante convencional, as aberturas interiores resolvem-se com plataformas interiores (Figura 5.17) que, no caso do sistema auto-trepante, são dotadas de equipamentos hidráulicos que se apoiam sobre carris trepantes idênticos aos dos paramentos exteriores.

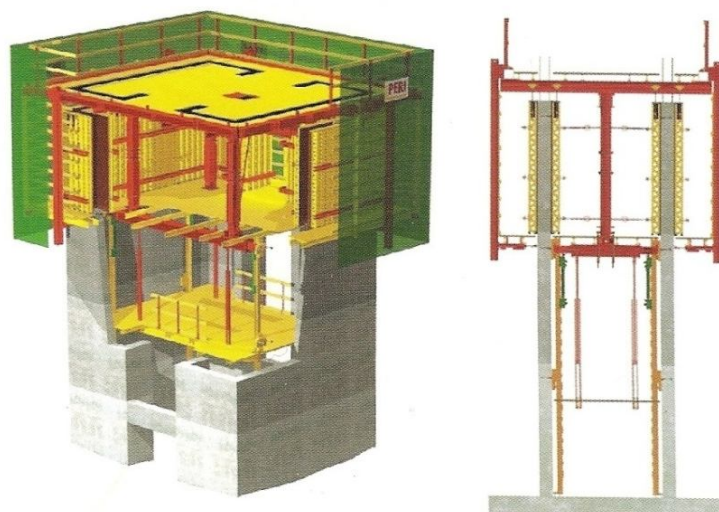


Figura 5.17 – Plataformas interiores auto-trepantes (Peri, 2008)

Dada a grande capacidade de carga dos equipamentos hidráulicos (100kN por cilindro), as plataformas auto-trepantes podem trepar, se assim for requerido, as cofragens interiores e exteriores em simultâneo. Neste caso, as cofragens exteriores são suspensas por pórticos metálicos (John, 2010).

5.4.3. Execução monolítica de muros e lajes

Em determinadas ocasiões, quando as lajes são de betão, pode ser interessante ou inclusivamente necessário executar simultaneamente os muros e as lajes numa mesma fase de betonagem. Para resolver esta situação foram desenvolvidas consolas que permitem suspender as cofragens das duas faces do muro (Figura 5.18). Estas denominam-se cofragens suspensas.

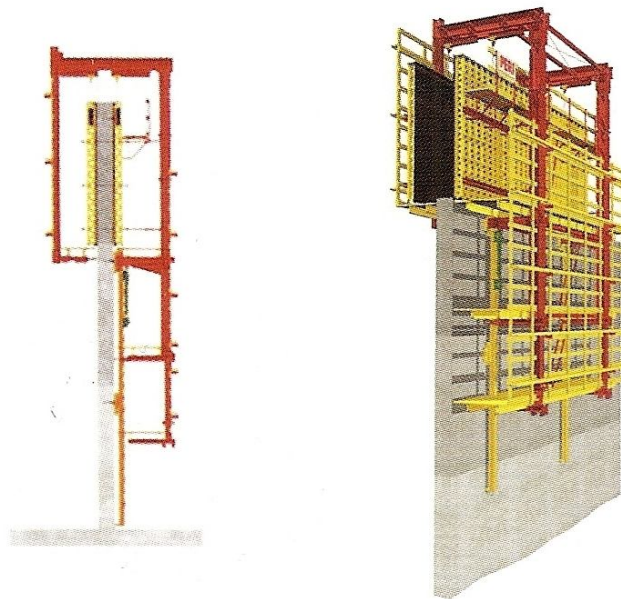


Figura 5.18 – Módulos suspensos auto-trepantes (Peri, 2008)

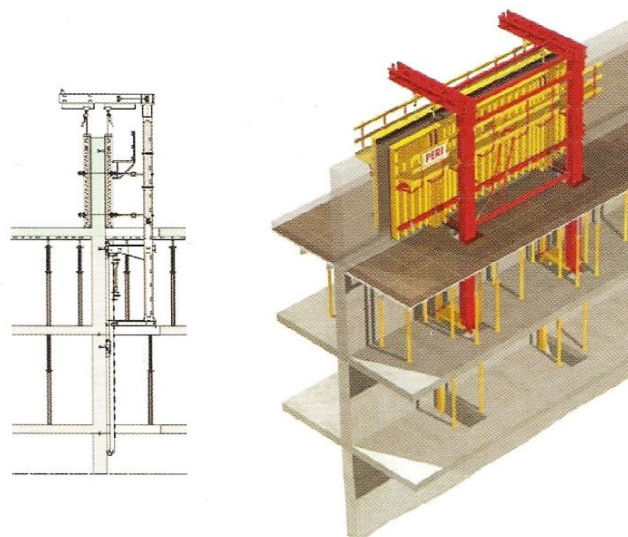


Figura 5.19 – Execução monolítica com laje em ambos os lados do muro (Peri, 2008)

Quando a laje se estende a ambos os lados do muro deixam-se aberturas nas lajes do lado das consolas para permitir a passagem destas (Figura 5.19). Estas aberturas betonam-se numa segunda fase. Se só existe laje numa das faces do muro as consolas suspensas dispõem-se na face oposta (Peri, 2008).

5.4.4. Vantagens das cofragens auto-trepantes

Além da sua autonomia relativamente a um meio auxiliar de trepagem, as cofragens auto-trepantes proporcionam as vantagens referidas de seguida.

Os equipamentos do sistema auto-trepante permitem efectuar as manobras de trepagem com ventos de até 70km/h, o que seria impensável operando com grua.



Figura 5.20 – Distribuidor de betão sobre plataforma interior na Torre Agbar (Barcelona) e Torre Sacyr-Vallehermoso (Hermoso, 2005)

As dimensões dos módulos podem chegar a ser o dobro dos módulos trepantes convencionais, já que o seu peso não está limitado pela capacidade das gruas mas pela capacidade dos equipamentos hidráulicos de trepagem. Assim, reduz-se o número de operações e, conseqüentemente, o tempo do ciclo de cofragem e descofragem.



Figura 5.21 – Distribuidor de betão sobre consolas exteriores suspensas na Torre Caja Madrid (Lakota; Alarcón, 2008)

A potência já mencionada dos equipamentos hidráulicos permite a instalação, sobre as plataformas de trepagem, de braços distribuidores de betão (Figuras 5.20 e 5.21) que são elevados juntamente com as cofragens nas sucessivas manobras de trepagem, possibilitando assim a betonagem de toda a obra com bomba.

Existe também a possibilidade de suspender diversos níveis de plataformas, para a realização de variados tipos de trabalho de inspeção e acabamento (Figura 5.22), ou dispositivos, tais como guinchos, cabrestantes e até simples pontes grua no interior dos núcleos (Figura 5.23), para a manipulação de cargas pesadas, tais como lajes de escadas pré-fabricadas para pisos inferiores.

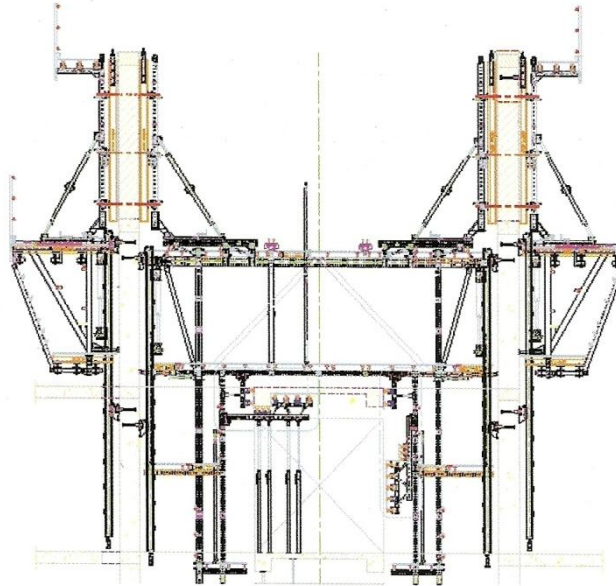


Figura 5.22 – Cofragem de laje interior suspensa de uma plataforma auto-trepante (Peri, 2008)

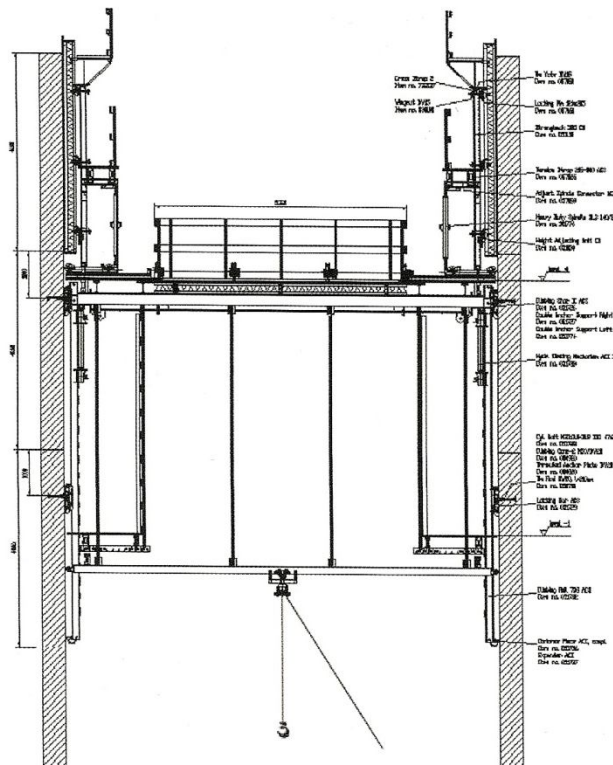


Figura 5.23 – Ponte grua suspensa de uma plataforma auto-trepante interior (Peri, 2008)

5.4.5. Comparação entre cofragens trepantes e auto-trepantes em edifícios altos

Em edifícios altos, as múltiplas vantagens das cofragens auto-trepantes relativamente às trepantes convencionais tornam a utilização destas últimas muito limitada.

A selecção do tipo de cofragem trepante a utilizar depende fundamentalmente da capacidade e grau de ocupação das gruas disponíveis, da tipologia das lajes e da colocação da armadura em obra, já que a ocupação da grua em trabalhos de trepagem da cofragem pode interferir e inclusivamente atrasar outras tarefas da obra.

Como exemplo, suponha-se a execução com um sistema trepante convencional de um edifício de 30x40m² em planta, fachada de betão e altura entre lajes de 4m.

Para uma altura de troço de 4m, a largura do módulo numa trepagem convencional não costuma ultrapassar os 6m (Doka, 2007). Portanto, para cofrar todo o perímetro do edifício por ambas as faces seriam necessários um mínimo de 47 módulos trepantes. Caso se invistam 10 a 15 minutos a executar a trepagem de um módulo, a ocupação da grua para efectuar a trepagem completa de um piso seria de 8 a 12 horas ininterruptas.

Por outro lado, um módulo trepante como o descrito anteriormente pesa na ordem dos 45kN e, portanto, seria necessário dispor dessa capacidade de grua em qualquer ponto da fachada. A capacidade da grua pode ir até 70kN em plataformas interiores de um sistema trepante convencional (John, 2010).

Se a tudo isto se adicionar a presença do vento, que é indispensável ter em conta a grande altura, é claro que a cofragem trepante convencional não é o sistema mais adequado para a edificação de grande altura.

5.4.6. Tipologia de lajes

Com lajes pré-fabricadas ou de estrutura metálica com chapa colaborante, os muros são executados vários pisos em avanço, tantos, pelo menos, como os níveis suspensos com os equipamentos trepantes. Neste caso, a tipologia habitual é a cofragem auto-trepante “standard” para as faces exteriores e plataformas auto-trepantes para as faces interiores do núcleo. Aproveitam-se estas plataformas para a instalação de braços distribuidores de betão e, nos níveis inferiores, dispõem-se elementos de elevação de cargas para poder executar os elementos de laje e escadas no interior dos núcleos, nos quais a própria plataforma auto-trepante impede o acesso das gruas (Doka, 2007).



Figura 5.24 – Betonagem monolítica na Torre Espacio. Plataformas interiores em núcleos com cofragem exterior suspensa (García, 2006)

Quando as lajes são de betão pode optar-se pela execução dos muros em avanço, como no caso anterior, ou, tal como já se expôs anteriormente, pela execução monolítica da laje e muro em simultâneo (Figura 5.24). Neste segundo caso são aplicados os sistemas suspensos pelo exterior ou plataformas pelo interior, conforme a complexidade das lajes interiores e exteriores ao núcleo.

5.4.7. Colocação da armadura em obra

Os sistemas de suspensão, tanto a cofragem suspensa das duas faces do muro como as plataformas interiores com a cofragem exterior suspensa, condicionam a pré-fabricação das armaduras já que ao levarem os perfis de suspensão sobre o muro a executar, as dimensões das “gaiolas” da armadura são limitadas podendo, em muitos casos, aconselhar-se o abandono da construção monolítica a favor dos muros em avanço com cofragem auto-trepante “strandard” e a execução de lajes numa segunda fase, de forma a não condicionar a montagem da armadura.

5.4.8. Montagem e funcionamento da cofragem auto-trepante

O primeiro dado a ter em conta no planeamento de um edifício com cofragens auto-trepantes é que o projecto e fornecimento das ditas cofragens é um processo com uma duração aproximada de cerca de três meses.

Uma vez fornecidas as cofragens há que proceder à pré-montagem das mesmas (Figura 5.25), o que requer a preparação de uma zona de montagem e armazenamento. Para a sua montagem é necessário mais um mês (John, 2010).



Figura 5.25 – Pré-montagens de plataformas interiores (Somavilla, 2005)

Durante a montagem (Figura 5.26) comprova-se se a madeira utilizada para as plataformas está isenta de nós e se as cofragens e plataformas incorporam todos os elementos de segurança necessários que têm de estar definidos no projecto de cofragem: guarda-corpos, rodapés, escadas de acesso entre os distintos níveis de plataformas com as suas correspondentes protecções e alçapões, etc.

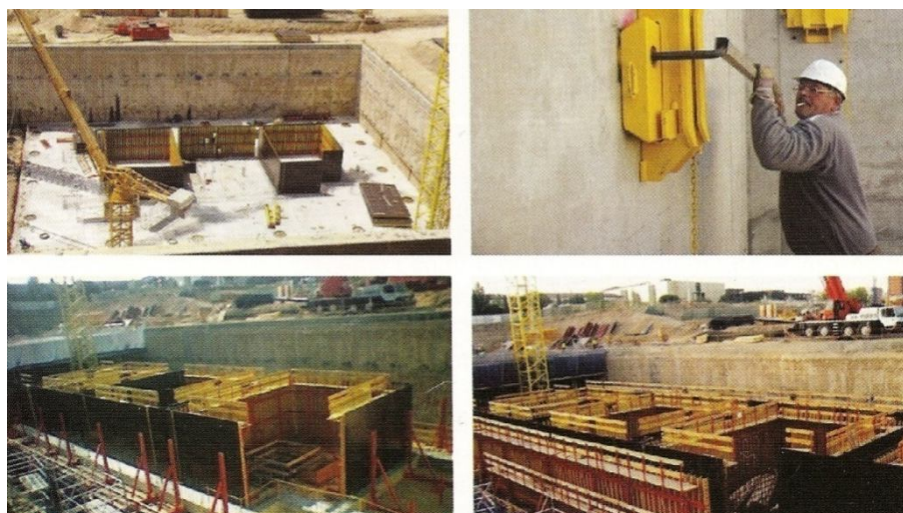


Figura 5.26 – Distintas fases de montagem (Somavilla, 2005)

Uma vez suspensos os módulos trepantes dos muros procede-se à colocação de redes de protecção, prestando especial atenção à sequência de trepagem de forma a não cobrir com uma mesma rede módulos consecutivos que trepem em diferentes fases ou cobrir qualquer abertura que possa ficar entre plataformas de módulos adjacentes ou entre as plataformas e os paramentos (Figura 5.27) (John, 2010).

No projecto da cofragem deve estar definida a sequência de trepagem assim como os caminhos de evacuação em caso de emergência para qualquer situação intermédia de trepagem. Assim, as cofragens trepantes devem ser projectadas de modo a que exista continuidade em algum nível de plataformas entre o módulo trepado e o adjacente, por trepar, devendo fechar-se os níveis que não tenham continuidade antes de efectuar a manobra de trepagem.

Juntamente com o projecto, o fabricante deve fornecer um manual de uso, específico para a obra em questão (John, 2010).



Figura 5.27 – Diversos detalhes de segurança em plataformas (Somavilla, 2005)

5.4.9. Modos operativos, limitações e rendimentos de cofragens auto-trepantes

Seguidamente enunciam-se os quatro modos operativos (Doka, 2007):

- Posição de betonagem. É aquela em que a cofragem se encontra completamente fechada e com todas as suas ancoragem provisórias (barras Dywidag) colocadas e apertadas. Nestas condições, as cofragens devem suportar pressões do betão da ordem dos 50kN/m^2 e velocidades do vento de até 70km/h , aproximadamente.
- Posição de descofragem. As ancoragens provisórias são removidas e os painéis de cofragem retirados até à posição de descofragem. Nestas condições, as cofragens devem suportar ventos de até 70km/h .
- Trepagem. Na trepagem os painéis encontram-se em posição de descofragem e a velocidade ascensional é aproximadamente $0,5\text{m/min}$. A velocidade do vento nestas condições não deve ultrapassar os 50km/h .

- Fora de serviço. Os equipamentos consideram-se fora de serviço quando a velocidade do vento supera os 70km/h. Nestas condições, as cofragens devem resistir através das ancoragens provisórias dos muros ou através da armadura.

Para as operações de descofragem, trepagem e cofragem podem estimar-se rendimentos entre 0,25h homem/m² e 0,35h homem/m² (John, 2010). Contudo, estes rendimentos podem piorar consideravelmente com projectos complicados de geometrias variáveis que obriguem a modificações contínuas das cofragens.

5.4.10. Cofragens de aberturas, portas e janelas

As cofragens para aberturas de qualquer tipo, sejam portas, janelas ou aberturas para passagem de instalações, costumam ser negativos, geralmente de grandes dimensões, que ficam “aprisionados” entre as cofragens de ambas as faces do muro (John, 2010). É desejável que, na hora de realizar o projecto, se faça um esforço para unificar, na medida do possível, as dimensões das aberturas já que, em edifícios com grande disparidade de aberturas, o orçamento destas cofragens tem uma importância significativa.

Os negativos para aberturas são, normalmente e na edificação convencional, de madeira. No entanto, esta prática não é aconselhável na edificação de grande altura devido ao elevado número de utilizações que devem suportar e à dificuldade da sua manipulação.

Recomenda-se, portanto, o uso de cofragens industrializadas que suportem um elevado número de ciclos de betonagem, que tenham regulações que permitam, dentro de uma gama, a sua adaptação a distintas dimensões, tanto de altura como de largura e espessura, e que sejam desmontáveis e leves para facilitar a sua manipulação.

5.5. COFRAGEM TREPANTE GUIADA

A cofragem trepante guiada é uma técnica de trepagem recente não existindo, até agora, um registo muito grande da sua utilização em edifícios altos. No entanto, é certamente mais uma alternativa para este tipo de construções.

Esta técnica é baseada nos painéis trepantes de protecção de fachadas, utilizados com grande profusão nos últimos anos em edifícios altos em todo o mundo. Foram utilizados, por exemplo, em Madrid na Torre Sacyr-Vallehermoso e na Torre de Cristal, ostentando os logótipos dos respectivos Donos de Obra (Figura 5.28).



Figura 5.28 – Módulos de protecção de fachada na Torre de Cristal e Torre Sacyr-Vallehermoso (Hermoso, 2005)

Estes sistemas de protecção de fachada consistem em dois perfis tipo HEB ou similar, de comprimento ligeiramente superior à altura de três pisos do edifício, que suportam painéis,

geralmente de contraplacado, embora em alguns casos tenham sido usadas redes e malhas com uma superfície equivalente à altura de três pisos por um comprimento de fachada variável, dependente da capacidade portante das lajes onde o sistema é ancorado. Os perfis HEB são montados em suportes guia ancorados nas duas lajes imediatamente inferiores à que se está a executar de modo a que, uma vez concluída esta laje, se possa ancorar a esta um terceiro “jogo” de suportes guia e içar os painéis por meio da grua até que o perfil se aloje e, suspenso pelo novo suporte guia, liberte o suporte inferior (John, 2010). Como os perfis são guiados pelos suportes durante toda a manobra de elevação, é possível a realização do processo em presença de ventos muito superiores aos que tornavam impraticável a elevação em condições normais.

Chegar a um sistema guiado de cofragem trepante (Figura 5.29) é tão simples como incorporar às consolas trepantes perfis HEB ou duplos UPN e substituir os suportes de trepagem por suportes similares aos do sistema auto-trepante.

O sistema trepante guiado, relativamente a um sistema trepante convencional, reduz os tempos de ocupação de grua e permite realizar a manobra de trepagem com vento. Portanto, pode ser adequado na execução de núcleos de dimensões reduzidas sempre que, para a colocação do betão em obra, se disponha de distribuidores auto-trepantes ou algum outro meio auxiliar de elevação dos mesmos.

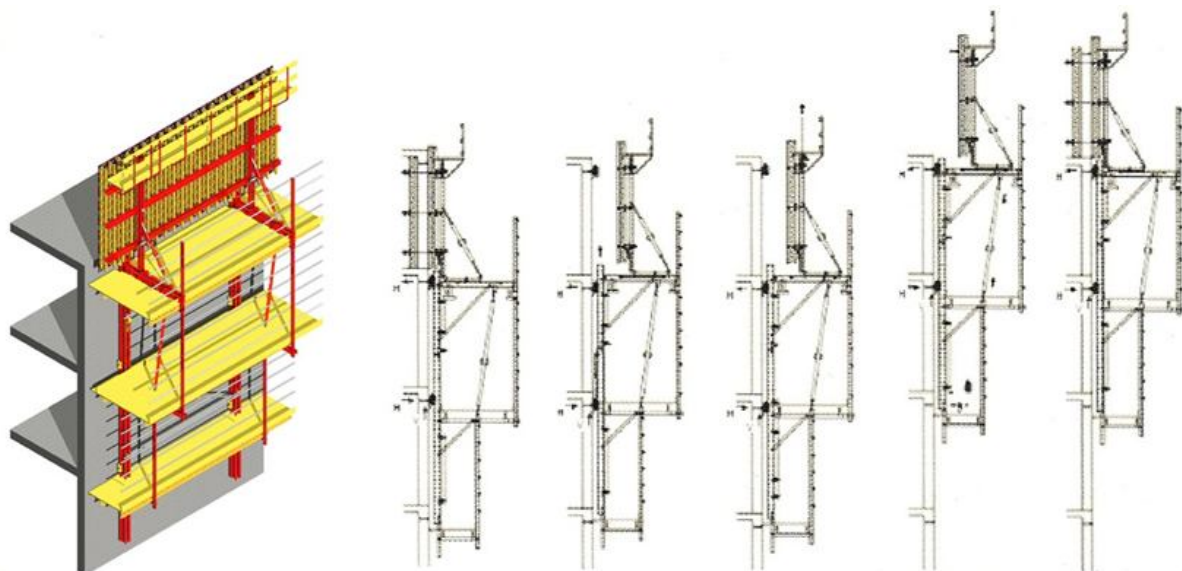


Figura 5.29 – Cofragem trepante guiada. Módulo e sequência típica (Peri, 2008)

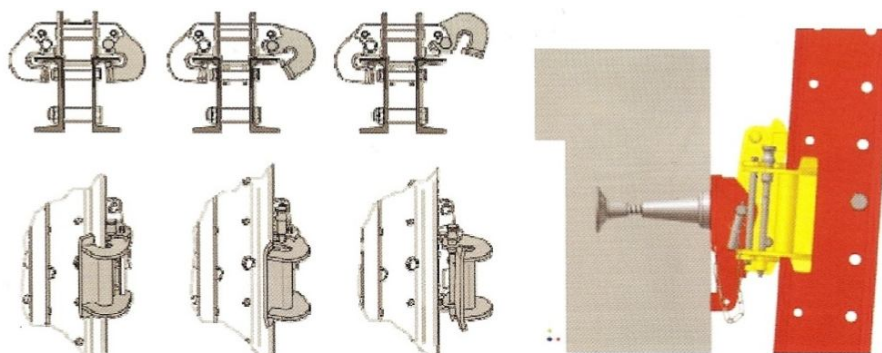


Figura 5.30 – Suportes guia (Peri, 2008)

Actualmente, existem no mercado sistemas trepantes guiados como o descrito nos parágrafos anteriores e outros mais sofisticados (Figura 5.30), com suportes guia para mudanças de inclinação e preparados para a incorporação opcional de equipamentos hidráulicos (Figura 5.31) que os reconvertem em sistemas auto-trepantes leves.



Figura 5.31 – Incorporação de sistemas hidráulicos numa cofragem trepante guiada (Peri, 2008)

5.6. COFRAGEM DESLIZANTE

Trata-se de um sistema industrializado de execução em contínuo (Figura 5.32), isto é, trata-se de um sistema em que os trabalhos se prolongam durante 24 horas por dia.



Figura 5.32 – Núcleo deslizado no edifício Puerta de Europa (Madrid) (Somavilla, 2005)

Com este sistema, em função das temperaturas e das misturas de betão, podem alcançar-se rendimentos acima dos 4m de avanço por dia (Somavilla, 2005). Por exemplo, um núcleo de 100m de altura pode ser construído em 40 dias, contando com a montagem e desmontagem da cofragem. Para este núcleo, a cofragem trepante teria uma execução, também com montagem e desmontagem, de 120 a 150 dias, isto é, mais do triplo do que com o sistema de deslize.

Apesar de todas as vantagens que este sistema oferece, a textura do betão é esteticamente menos interessante do que a que se consegue em outros sistemas de cofragem, embora esta questão apenas seja relevante no caso de betão aparente.

5.6.1. Descrição do sistema de cofragem deslizante

Aplica-se o procedimento de cofragem deslizante a estruturas que se desenvolvem em grande altura e de preferência com secção constante, embora algumas empresas especializadas tenham desenvolvido uma tecnologia que permite aplicações a secções em que se produz uma variação gradual ao longo da altura. No entanto, tal não é comum no tipo de muros aqui abordados.

A cofragem, de pequena altura (à volta de 1m), monta-se de uma vez na base da estrutura a deslizar (Figura 5.33). Posteriormente, procede-se à montagem da armadura da secção e, de seguida, betona-se. A partir deste momento inicia-se o processo de deslize.

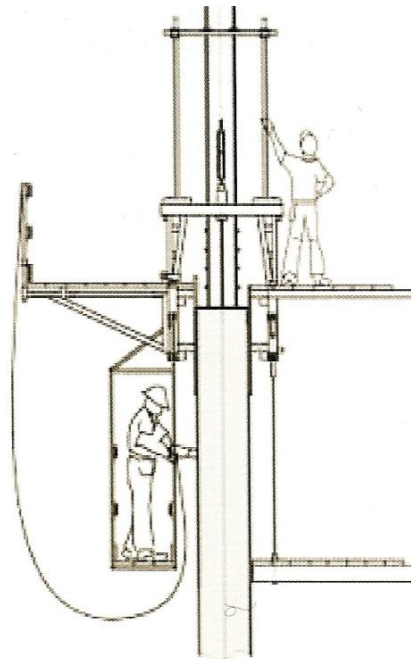


Figura 5.33 – Seção tipo de uma cofragem deslizante (Somavilla, 2005)

Para a execução de aberturas nos muros (portas, janelas, instalações, etc.) introduzem-se na cofragem caixas metálicas que conformam cada abertura. No caso de existirem mudanças de secção (habitualmente reduções), estas executam-se suplementando a cofragem interiormente com peças que criam uma nova superfície cofrante paralela à anterior.

O movimento ascensional da cofragem é efectuado pela acção de uma série de macacos hidráulicos que são fixados às duas faces da mesma através de cavaletes (Figura 5.34). Nestes elementos estabelece-se uma distância entre a travessa inferior, onde vai ancorado o posto de elevação, e a face superior do molde, de cerca de 60 ou 70cm, dependendo da própria altura do molde (Somavilla, 2005).

As armaduras ou outro tipo de elementos horizontais a incorporar no betão devem montar-se neste espaço, dado que o que se montar sobre o cavalete é arrastado nas operações de elevação dos macacos. Esta particularidade limita de forma muito significativa o tempo disponível para a execução já que, com as velocidades de deslize entre 10 a 20cm/h, se dispõe de poucas horas para executar zonas horizontais complicadas, como as passagens para os níveis de lajes onde se têm de deixar embebidos no betão um importante número de elementos simultaneamente (placas, acopladores, armaduras especiais e bainhas de pré-esforço).

Os macacos hidráulicos apoiam-se em tubos metálicos de ascensão (Figura 5.35) fixando-se mediante um sistema de “garras” que permite o movimento livre ascendente pelo tubo. Todavia, pela sua própria configuração, quando se força no sentido descendente o seu movimento é travado (Somavilla, 2005).



Figura 5.34 – Cavaletes e tubos de ascensão (Somavilla, 2005)

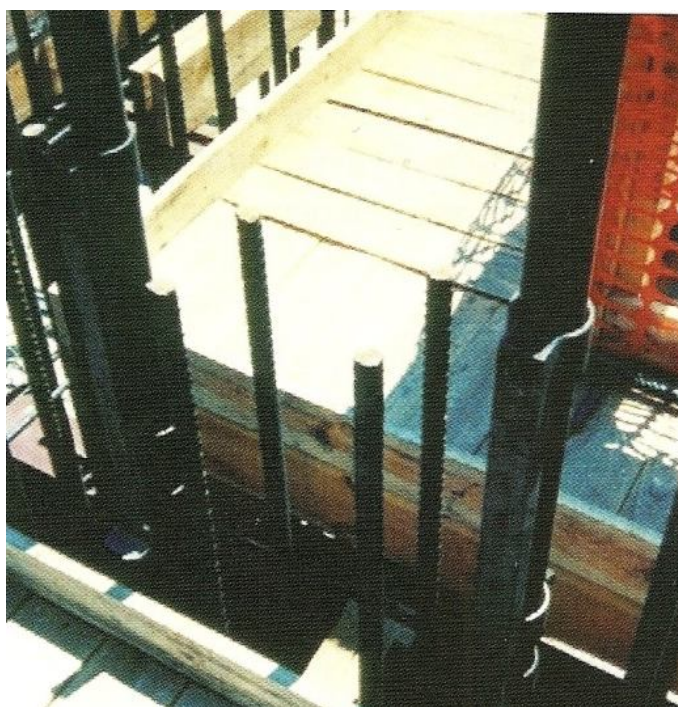


Figura 5.35 – Tubos de ascensão nos tubos de cofragem (Somavilla, 2005)

O diâmetro dos tubos depende do tipo de macaco. Permitem a fixação perfeita das “garras” sem que se danifique a sua superfície e são embebidos no betão, que lhe serve de contraventamento, evitando a sua encurvadura ao restringir os movimentos laterais. Têm ainda um comprimento variável entre 1 e 4,5m e podem acoplar-se entre si através de uma rosca interna, recuperando-se aproximadamente a cada 20m de altura. É importante notar que todo o sistema se apoia nos tubos e, através destes, no betão que está situado 20m mais abaixo. Assim, o betão recém-colocado apenas sofre a acção devida ao seu peso próprio e ao atrito do molde com o betão. Além disso, e com o objectivo de reduzir este atrito, a cofragem é inclinada ligeiramente (aproximadamente 4mm/m de altura de molde) (Somavilla, 2005).

Estima-se que o betão fresco ocupe a terceira parte superior do molde e o betão endurecido as duas terças restantes (Somavilla, 2005). Esta inclinação contribui para a diminuição da resistência ao atrito entre o betão no início de presa e os painéis de cofragem, evitando-se a danificação destes últimos.

O sistema implica um processo contínuo de funcionamento sem paragens, já que o processo só pode produzir-se quando o betão se encontra em período plástico; caso contrário, ficaria agarrado ao molde e o deslize seria impossível.

Por outro lado, o êxito do processo depende, em grande parte, das características reológicas do betão: este tem de apresentar qualidades plásticas importantes, com grande quantidade de finos e uma consistência adequada ao processo. As suas características assemelham-se bastante às de um betão de bombagem (Correia, 2008). Betões muito ásperos dão lugar a arrastamentos dos tamanhos intermédios, produzindo amplos desprendimentos na superfície ao sair da cofragem.

Também é necessário ter em conta que o betão se descofra entre 4 a 8 horas depois da sua colocação, antes do que é normal em outros trabalhos, sendo necessário que a presa termine entre 4 a 6 horas depois do seu fabrico. É necessário que, ao ser descofrado, alcance uma resistência que permita suportar o seu peso próprio, isto é, entre 1,5 e 2kg/cm² (Somavilla, 2005).

Dado o carácter contínuo da execução, é imprescindível assegurar o fornecimento constante de betão na obra. Geralmente, em obras realizadas em contexto urbano, é complicado conseguir espaço e licença para instalar uma central de betão na própria obra; porém, por questões relacionadas com o congestionamento de tráfego, também não é aconselhável depender de centrais externas à obra. Este é um dos aspectos críticos a ter em conta no planeamento de uma cofragem deslizante.



Figura 5.36 – Plataformas em cofragens deslizantes (Somavilla, 2005)

A cofragem dispõe de três plataformas de trabalho (Figura 5.36). Na plataforma central verte-se continuamente o betão e montam-se as armaduras horizontais no espaço que existe entre a travessa do cavalete e a parte superior do molde (cerca 60 a 70cm), como foi referido anteriormente. Na plataforma superior situam-se os operários que montam sistematicamente a armadura vertical da secção. Finalmente, existe uma plataforma inferior para observar a superfície definitiva conseguida e poder corrigir os defeitos superficiais antes de o betão terminar a presa. As duas plataformas superiores servem de armazenamento provisório da armadura, pelo que é necessário dispor de superfícies extras para esse efeito (Somavilla, 2005). As plataformas são constituídas por todos os sistemas de segurança que se exigem num trabalho a grande altura, tais como guarda-corpos, redes, etc.

A cofragem deslizante costuma ter, como já foi referido, uma altura de 1m, aproximadamente, e a sua textura deve ser metálica, já que é exigida uma pequena resistência ao atrito. No entanto, sobretudo

em locais com clima quente, é frequente a utilização de cofragens de madeira recobertas por chapa metálica que isolam a superfície cofrante do meio ambiente. Esta cofragem torna-se mais eficiente porque nestes climas a temperatura de uma cofragem metálica pode aumentar até limites que podem induzir o aceleração da presa do betão, conduzindo ao agarramento da cofragem e gerar grandes obstáculos ao correcto funcionamento do sistema.

O accionamento dos macacos é feito por uma central hidráulica com controlos independentes para cada grupo de macacos, de tal forma que é sempre possível controlar a verticalidade da construção.

O avanço diário da cofragem deslizante depende, em grande parte, das qualidades de consistência do betão e, muito frequentemente, da temperatura, já que esta tem uma grande influência no processo de presa do cimento.

Em climas com temperaturas suaves, os avanços alcançam uma média compreendida entre 3 e 4m por dia ou superior, se os trabalhos se prolongarem 24 horas por dia e 7 dias por semana (Somavilla, 2005).

Se por qualquer circunstância se verificar uma paragem nos trabalhos, é necessário afastar a cofragem do betão, deixando uma junta horizontal após a resolução da causa que produziu a paragem. No reinício dos trabalhos é necessário limpar as faces da cofragem e aplicar óleo descofrante na sua superfície. Assim, uma paragem da cofragem deslizante implica apenas a execução de uma junta horizontal nos núcleos de betão.

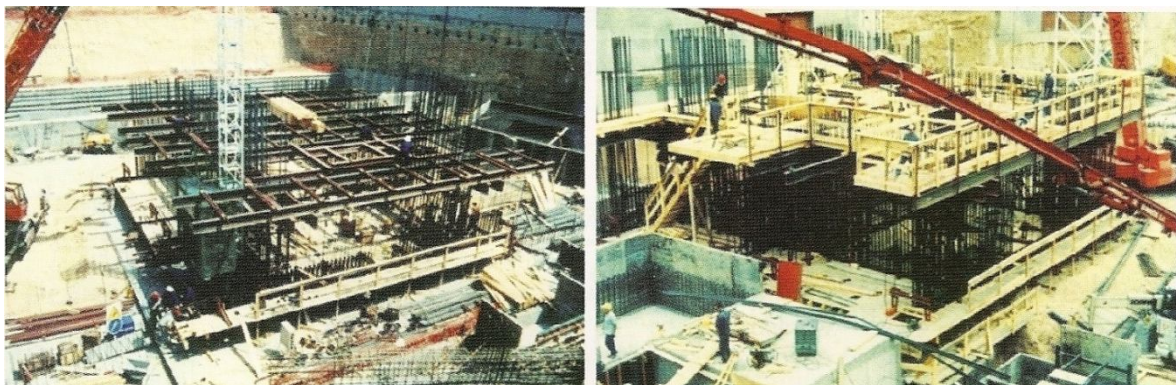


Figura 5.37 – Fases de montagem de uma cofragem deslizante (Somavilla, 2005)

A execução de um núcleo mediante este sistema divide-se em quatro fases:

- Montagem da cofragem deslizante (Figura 5.37).
- Betonagem do arranque dos muros.
- Deslize dos muros do núcleo.
- Desmontagem da cofragem deslizante

Com o avanço da cofragem deslizante vai sendo montada uma escada de acesso para os operários que se vai fixando no fuste já construído. Também se costuma colocar um monta-cargas para facilitar o acesso dos operários.

Também muito condicionados pelo sistema são os meios próprios de elevação de materiais. Dada a velocidade e a continuidade com que se desenvolvem os trabalhos, não é aconselhável a utilização de guas torre ligadas ao próprio núcleo, já que não existem tempos livres suficientes para proceder à ligação e trepagem da guá.

É recomendável, portanto, recorrer a guas auto-estáveis (Figura 5.38) montadas previamente (que, em função da altura do edifício, podem não ser viáveis) ou a guas montadas no próprio sistema de cofragem e que, portanto, trepam com o mesmo (Figura 5.39).



Figura 5.38 – Grua auto-estável (150m) para deslize de núcleos (Somavilla, 2005)

Relativamente à colocação do betão em obra, dependendo da secção a betonar e da velocidade de deslize, pode ou não ser conveniente instalar um sistema de bombagem fixo com um braço distribuidor montado no sistema de cofragem ou então recorrer à betonagem com grua e balde. Neste último caso, são estudados os ciclos de grua para que haja um fornecimento constante de betão, armaduras e dos restantes elementos a elevar, sendo que um monta-cargas pode contribuir de forma significativa para este trabalho.

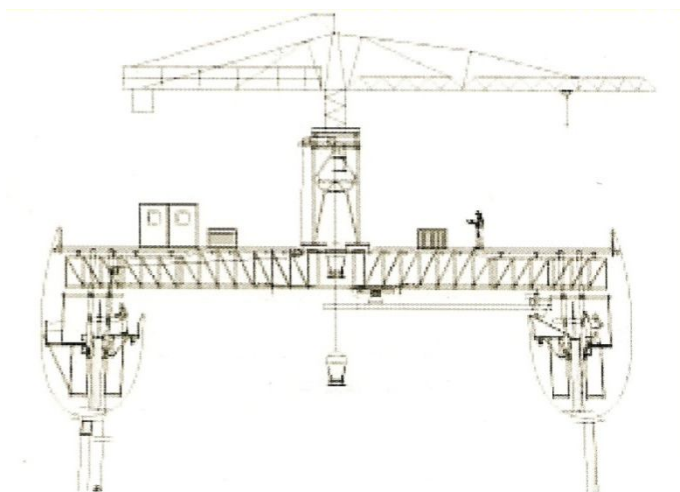


Figura 5.39 – Esquema de grua montada na plataforma de cofragem (Somavilla, 2005)

5.7. SELECÇÃO DO TIPO DE COFRAGEM

A cofragem é um dos elementos de custo material mais baixo na execução de toda a obra. A repercussão do custo no final por m^3 de betão executado não costuma superar os 10%, enquanto os custos de mão-de-obra utilizada na manipulação da cofragem representam cerca de 50% dos custos totais por m^3 de betão (Correia, 2008). Se a isto se adicionar a importância que adquire a cofragem (mais ainda nestes edifícios) na segurança colectiva durante a execução da obra e a incidência no acabamento dos paramentos de betão, a selecção do sistema ideal para cada obra converte-se num trabalho fundamental para garantir o êxito do processo construtivo.

Como foi visto, cada um dos sistemas analisados apresenta particularidades, vantagens e inconvenientes que influenciam o processo de selecção. É necessário ter em conta muitos factores

próprios da construção como a secção dos elementos, quantidade de elementos a deixar embebidos, necessidades específicas de prazo, disponibilidade dos meios de elevação, condições climatéricas, etc. Uma solução perfeita para um caso pode ser a pior para outro, por mais semelhantes que sejam.

Na tabela seguinte (Tabela 5.1) estabelecem-se de forma esquemática e resumida as vantagens e inconvenientes dos distintos sistemas.

Actualmente, a maioria dos edifícios altos executam-se com cofragens auto-trepantes. No entanto, a cofragem guiada pode ser uma alternativa muito interessante em núcleos de dimensões médias. Os sistemas trepantes convencionais não são recomendáveis devido à grande ocupação de grua que requerem mas, contudo, pode ser interessante a sua utilização em núcleos de dimensões reduzidas.

Cofragem	Vantagens	Desvantagens
Trepante	<ul style="list-style-type: none"> - Simplicidade para uso em altura. - Adequada para secções variáveis e execução de singularidades. - Facilidade na colocação de elementos embebidos. 	<ul style="list-style-type: none"> - Exigência de utilização de grua. - Prazo de execução médio. - Problemas de operação com vento.
Auto-trepante	<ul style="list-style-type: none"> - Requer pouca utilização de grua. - Possibilidade de trepar com vento. - Permite instalar braços distribuidores de betão. - Adequada para secções variáveis e execução de singularidades. - Facilidade na colocação de elementos embebidos. 	<ul style="list-style-type: none"> - Prazo de execução médio. - Operação por pessoal mais especializado.
Trepante guiada	<ul style="list-style-type: none"> - Possibilidade de trepar com vento. - Simplicidade para utilização em altura. - Adequada para secções variáveis e execução de singularidades. - Facilidade na colocação de elementos embebidos. 	<ul style="list-style-type: none"> - Exigência média de utilização de grua. - Prazo de execução médio.
Deslizante	<ul style="list-style-type: none"> - Execução muito rápida. - Permite instalar braços distribuidores de betão. 	<ul style="list-style-type: none"> - Trabalho 24h. Condiciona meios de elevação. - Complexidade em mudanças de secção. - Fornecimento de betão e montagem de armadura constantes.

Tabela 5.1 – Vantagens e desvantagens dos distintos sistemas de cofragem

5.8. CONSIDERAÇÕES A TER EM CONTA NO PROJECTO

Como norma geral, na elaboração de qualquer projecto é necessário ter em conta os meios de execução e no caso de edifícios em altura esta necessidade é agravada pela própria complexidade tanto da estrutura como dos meios.

Nos núcleos de betão esta necessidade pode tornar-se crítica. A diferença entre executar um núcleo pensado para construir e um núcleo somente “pensado para calcular” pode ser crucial.

Em particular, no projecto, é necessário prestar muita atenção a aspectos como:

- Geometria. Os núcleos a executar devem ser o mais simples possível. Muros supérfluos estruturalmente devem ser executados numa segunda fase (sejam em betão “in situ” ou pré-fabricados). As mudanças de secção devem ser as estritamente imprescindíveis do ponto de vista estrutural.
- Aberturas. A execução de aberturas é sempre complexa. A criação de lintéis fortemente armados sob e sobre a abertura pode provocar o aparecimento de “chochos” importantes no betão. É preferível efectuar aberturas corridas na vertical fazendo ligações posteriormente com betão ou elementos metálicos.
- Elementos trepantes. Em qualquer das opções possíveis (cofragem trepante convencional, auto-trepante ou deslizante) é necessário dispor de zonas para a localização dos elementos trepantes (cones, barras, etc.).

- Armaduras. Deve procurar-se a máxima simplicidade nos critérios de montagem da armadura favorecendo, dentro do possível, a sua industrialização. Reforços muito concentrados podem ser de difícil execução.
- Interferências. Neste tipo de estruturas é necessário deixar, normalmente, um importante número de elementos embebidos no betão (aberturas, placas, esperas, elementos trepantes, etc.) que frequentemente interferem uns com os outros. O projecto deve incorporar planos de coordenação que assegurem a não ocorrência destas interferências. Igualmente, as duas faces do muro devem ser consideradas em conjunto, uma vez que os elementos de uma face podem afectar os da face oposta.

5.9. LIGAÇÃO MURO-ESTRUTURA HORIZONTAL

Quase independentemente da solução seleccionada relativamente ao sistema de execução dos muros, existe sempre a dificuldade de resolver a ligação destes com os elementos horizontais da estrutura (vigas e lajes).

Salvo no caso em que se possam executar os muros “piso a piso” juntamente com a laje correspondente (inferior e superior), o habitual (praticamente obrigatório no caso de sistemas de cofragem deslizante) é que a execução dos muros do núcleo esteja mais avançada do que a execução dos pisos e, portanto, é necessário deixar nos muros os elementos específicos para a ligação com as lajes.

Existem diversas soluções de ligação. As mais utilizadas para cada tipo de elemento a ligar com o muro são as que se descrevem de seguida (Calavera, 1999).

5.9.1. Viga metálica

A ligação mais habitual consiste em deixar placas embebidas na superfície do muro sobre as quais se solda o elemento de união (Figura 5.40). As placas são ancoradas ao betão com conectores tipo “stud”.

Em alternativa, pode executar-se uma abertura no muro para o apoio da viga. Este sistema não permite executar encastramentos de forma simples e apenas é válido, em geral, como apoio simples.

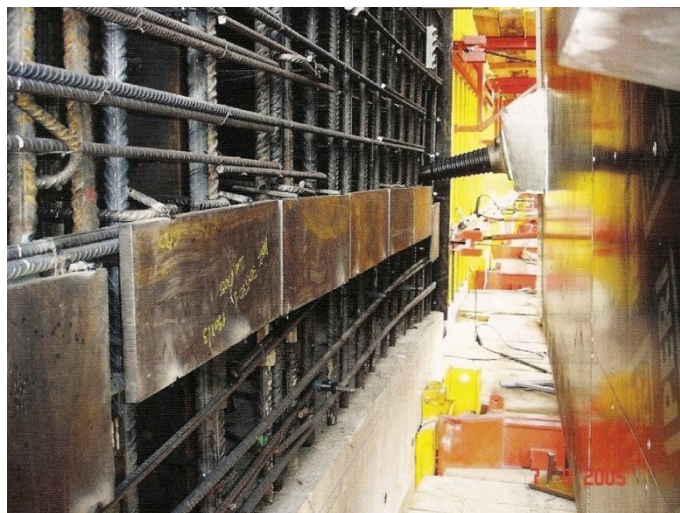


Figura 5.40 – Placas metálicas fixadas à armadura antes de betonar (Sainz, 2006)

5.9.2. Viga de betão “in situ”

A ligação mais utilizada consiste na amarração da armadura mediante acopladores roscados (costumam ser diâmetros que não permitem a dobragem dos varões) (Figura 5.41).

5.9.3. Viga de betão pré-fabricada

É válida a solução de abertura para apoio descrita para as vigas metálicas. Alternativamente, podem executar-se apoios sobre consolas metálicas soldadas a placas embebidas.

5.9.4. Lajes armadas (laje maciça ou laje colaborante)

Usualmente, é necessário amarrar a armadura da laje ao elemento vertical. Para isso, costumam utilizar-se acopladores roscados embebidos no muro (Figura 5.42). Para o caso de varões de diâmetro reduzido (até 12mm), podem executar-se negativos no muro com as esperas dobradas; posteriormente, com a execução da laje, são destapados e a armadura é endireitada e amarrada à armadura desta.



Figura 5.41 – Acopladores conectores de armadura em ligação de viga (García, 2006)



Figura 5.42 – Laje conectada a muro mediante acopladores (García, 2006)

6. BETÕES

6.1. INTRODUÇÃO

A aposta na criação de edifícios e torres de grande altura permitiu o desenvolvimento de novos conceitos estruturais e métodos construtivos que se evidenciam na construção dos actuais edifícios altos.

Os edifícios altos desafiam os processos de construção convencionais, tendo-se desenvolvido novas técnicas não só para obter o adequado comportamento estrutural do edifício mas também para cumprir os prazos e custos previstos na sua construção.

O aço foi o material estrutural utilizado por excelência nos edifícios em altura juntamente com o betão armado nos núcleos. No entanto, o desenvolvimento de betões de alta resistência e a evolução dos sistemas construtivos industrializados tornaram este material muito competitivo e possibilitaram a criação de estruturas de betão armado com prazos de execução e custos próximos dos das estruturas de aço. Este facto é confirmado pela lista “100 tallest completed buildings in the world” do CTBUH em Abril de 2010; entre estes encontram-se 24 edifícios construídos em aço, 41 com estrutura de betão e 35 mistos aço-betão (CTBUH, 2010).

A grande vantagem dos edifícios construídos em betão em relação às estruturas realizadas em aço é a maior rigidez, propriedade fundamental para resistir às acções horizontais do vento, sendo este aspecto um dos principais condicionantes da altura dos edifícios. Por outro lado, destaca-se o melhor comportamento perante incêndios e impactos e a menor sensibilidade ao estado de vibrações devidas, sobretudo, à sua maior massa.

A investigação na área do betão nas últimas décadas do século XX, que procurou condições superiores de resistência à compressão assim como melhorias nas condições de durabilidade, culminou no betão de alta resistência, utilizado em elementos altamente solicitados (sobretudo nos primeiros pisos) em que se requer grande capacidade resistente e dimensões reduzidas para ocupar o menor espaço possível em planta.

Outro aspecto importante pelo qual este tipo de betões tem uma grande aplicação nestes edifícios é o melhor comportamento em relação ao fogo comparativamente com o betão convencional e, especialmente, com as estruturas metálicas, como foi referido.

Embora se classifiquem como betões de alta resistência aqueles que têm resistência à compressão maior do que 50MPa (C50/60), este valor, actualmente, já foi muito superado pois fabricam-se betões que alcançam os 200MPa. É por isso que, neste contexto, se denominam betões de muito alta resistência aos que superam o valor de 100MPa de resistência à compressão (Cruz, 2009).

Geralmente, num edifício alto, nem todos os elementos são executados com betão de alta resistência. O tipo de betão aplicado pode variar com a altura ou utilizar-se apenas em elementos altamente solicitados à compressão, como os pilares e os núcleos. Por exemplo, na Torre Jin Mao o tipo de betão utilizado em obra, tanto no núcleo central como nos pilares mistos exteriores, variou com a altura do edifício entre 60MPa até ao piso 31, 50MPa entre este e o piso 64 e um betão convencional C40/50 até ao piso 87 (Lepik, 2004). Da mesma maneira, é possível variar a espessura dos muros do núcleo de rigidez e a secção dos pilares exteriores. Na Torre Espacio, por exemplo, utilizou-se betão de 70MPa nos pilares e no núcleo do primeiro terço da altura do edifício assim como nas lajes e nos muros da cinta de rigidez (“outrigger structure”) (Navarro; Calzón, 2008).

No princípio dos anos 80, no Japão, surgiu uma preocupação séria pela falta de uniformidade e boa compactação do betão, tendo-se identificado estes como os principais factores responsáveis pela deficiente durabilidade observada em estruturas existentes. Ao mesmo tempo, na indústria da

construção japonesa, verificou-se uma redução gradual de mão-de-obra especializada, levando igualmente a uma redução da qualidade. Como resposta a este conjunto de preocupações o Professor Okamura da Universidade de Tóquio introduziu em 1986 o conceito de Betão Auto-Compactável, promovendo estudos sobre a trabalhabilidade do betão que deram lugar ao primeiro protótipo em 1988 (Wells, 2005).

O betão auto-compactável pode definir-se como aquele que é capaz de fluir no interior da cofragem, enchendo-a de forma natural, passando por entre os varões da armadura e consolidando-se unicamente devido à acção do seu peso próprio (Cruz, 2009). Tais prestações conseguem-se com a fluidez, viscosidade e coesão apropriadas nas misturas destes betões. A aplicação que tem nos edifícios altos é ampla, dado que os aspectos comentados anteriormente (falta de uniformidade ou compactação deficiente) se produzem em elementos como núcleos, pilares ou os diafragmas rígidos pela sua grande densidade de armadura. Para estes elementos costumam fabricar-se betões auto-compactáveis que alcançam valores de 70MPa e aos quais se acrescentam as vantagens do betão de alta resistência anteriormente citadas.

Outro tipo de betão utilizado nestes edifícios é o betão leve, já que com a sua utilização se consegue diminuir entre 30 a 40% o peso próprio que a estrutura do edifício teria se fosse executada com um betão convencional. Não foi, porém, utilizado de forma generalizada até ao século XX, altura em que se conseguiram fabricar inertes industriais leves cuja uniformidade possibilitou o fabrico de betões de maior resistência. Assim, a substituição, total ou parcial, dos inertes utilizados para o fabrico de um betão convencional por inertes leves (naturais ou industriais) deu lugar a estes betões de menor densidade. Desta forma foram conseguidos betões de até 80MPa com densidades inferiores a $1,9t/m^3$ (Cruz, 2009).

As propriedades principais dos betões leves (leveza, uniformidade e poder isolante) permitem melhorar algumas das características dos betões convencionais. Outra das características principais deste tipo de betões é o seu comportamento térmico, dado que está directamente relacionado com a sua densidade; o ar contido na estrutura porosa do inerte leve reduz consideravelmente a condutibilidade térmica do betão assim obtido.

O betão leve é sobretudo utilizado em elementos não muito solicitados, como a camada de compressão das lajes mistas com chapa ondulada, ou elementos não estruturais, como a camada de regularização das lajes ou painéis da fachada.

Finalmente, é ainda importante compreender que a colocação em obra do betão em edifícios altos apresenta dificuldades singulares, colocadas sobretudo pela altura a que é necessária efectuar a bombagem e pela necessidade de betonar grandes volumes.

As necessidades que coloca a estrutura auxiliar para que o betão possa ser elevado a grandes alturas é importante na construção destes edifícios. Deve ter-se atenção na escolha dos elementos do equipamento de bombagem para realizar a betonagem acima dos 200m de altura e até aos complexos sistemas de distribuição formados por tubagens, cotovelos e flanges que têm de ser estudados de forma a não interferirem com o resto do trabalho e acoplar-se, em geral, ao sistema de cofragem utilizado (Lakota; Alarcón, 2008).

Também é importante estudar os processos prévios à betonagem, como a amassadura, o transporte de betão desde a central à obra e as operações ou medidas de protecção que devem ser realizadas durante a cura, tendo em conta que a taxa de evaporação de água destes betões é diferente da de um betão convencional.

6.2. EXECUÇÃO E COLOCAÇÃO EM OBRA DE BETÃO EM EDIFÍCIOS ALTOS

6.2.1. Particularidades do processo construtivo

6.2.1.1. Estrutura vertical. Pilares e muros

Nos edifícios altos a altura é a principal condicionante na colocação do betão em obra. Às particularidades devidas à altura juntam-se as específicas da configuração do edifício, como as mudanças da geometria dos pisos e do alçado.

Os pilares destes edifícios têm características muito diferentes dos pilares dos edifícios convencionais. Em algumas secções coexistem armaduras e perfis metálicos embebidos, entre outros possíveis elementos, e sobretudo nos primeiros pisos é, regra geral, utilizado betão de alta resistência.

De forma generalizada, os pilares e os muros têm uma grande densidade de armadura com diâmetros consideráveis (varões com diâmetros superiores a 25mm) que se costumam industrializar e montar em obra com recurso a grua. Estas particularidades geram muitas dificuldades no processo de betonagem. Devem, portanto, ser adoptadas medidas tanto nas misturas do betão como no sistema de colocação.



Figura 6.1 – Emenda mecânica com acopladores (Navarro; Calzón, 2008)

Perante a dificuldade que existe nos trabalhos de armadura e betonagem nestes elementos, a utilização de acopladores nas emendas de armaduras é muito frequente. Um exemplo claro são os muros dos núcleos onde se podem chegar a alcançar quantidades de 350kg/m^2 , o que torna evidente a necessidade da utilização das citadas emendas com dispositivos mecânicos (Figura 6.1). Nalguns casos são tão necessários estes dispositivos que, para as zonas de conflito, se realizam planos de detalhe para a implantação dos acopladores assim como as especificações dos mesmos (García, 2006).

Outra das medidas no processo de betonagem é a utilização do tubo “tremie” para a colocação do betão, sendo frequente a limitação do tamanho do inerte na mistura do betão, o betão possuir uma consistência fluida e a utilização de separadores especiais para a colocação da armadura.

Também é frequente a utilização de betões auto-compactáveis, dado que a utilização do vibrador fica muito limitada pelo escasso espaço que existe entre armaduras.

A execução da betonagem em muros está condicionada pelo processo construtivo utilizado na construção das lajes. Nalguns edifícios betonam-se os pilares independentes das lajes mediante balde e noutros casos betonam-se os pilares juntamente com as lajes. Por exemplo, e como já foi referido, em lajes mistas onde os pilares têm secção mista utiliza-se o perfil metálico do pilar como elemento resistente vertical em fase de construção. Posteriormente, betona-se o pilar em simultâneo a laje.

Outra importante particularidade das estruturas dos edifícios altos é a coexistência de distintos tipos de betão e a forma de resolver os pontos de união. Um exemplo é a parte do pilar que fica embebida na laje, como foi visto no Capítulo 4. Quando existem pilares projectados com betão de alta resistência (caso habitual nos pilares de pisos inferiores) e uma laje projectada com betão convencional ou com uma resistência bastante mais moderada, a resolução dos nós pode fazer-se de duas formas: betonando a zona de influência da laje com o betão de alta resistência especificado para o pilar ou betonando com o betão especificado para a laje mas dispondo uma armadura transversal na passagem do pilar pela laje que confina o betão nesta zona e garante as mesmas propriedades resistentes exigidas ao betão de alta resistência (Calavera, 1999).

Esta última solução é utilizada com mais frequência já que a primeira apresenta dois inconvenientes: um construtivo, ao ter de utilizar dois betões distintos na execução da laje, e outro técnico, pois obriga a realizar uma junta de betonagem entre dois tipos de betão numa zona onde existe grande concentração de esforços. No edifício Torre Espacio, por exemplo, utilizou-se a segunda solução, tendo sido colocados estribos de 25mm de diâmetro para cintar o betão de 40MPa indicado para as lajes numa zona (pilar) que exigia uma resistência de 70MPa (Navarro; Calzón, 2006).

A arquitectura dos edifícios em altura também condiciona a execução destes elementos resistentes. Por exemplo, na Torre Espacio, onde a geometria da planta varia em função da altura passando de uma planta rectangular nas cotas inferiores a uma planta oval nos níveis mais altos, foi necessário projectar pilares com diferentes inclinações em função da altura. A construção destes elementos revelou-se extraordinariamente complexa não só porque foi necessário assegurar a perfeita betonagem dos nós inferiores mas também porque a cofragem deveria garantir a inclinação exigida. Dada a inclinação dos pilares e o grande peso que deviam suportar as cofragens, teve também de ser utilizado um dispositivo para regular a inclinação do pilar em várias fases: cofragem, armadura e betonagem. Neste último controlo não deveria superar-se um determinado tempo (20-30 minutos), no qual, todavia, não teria ainda iniciado o processo de presa (Navarro; Calzón, 2008).

6.2.1.2. *Estrutura horizontal e núcleos de rigidez*

Apesar das diversas tipologias estruturais adoptadas nos edifícios altos de betão, quando se pretende ultrapassar alturas na ordem dos 200m ou superiores a maior parte dos edifícios possui dois elementos comuns: núcleos centrais de betão e estruturas horizontais formadas por vigas radiais de grande rigidez ("outrigger structure") ligadas a vigas perimetrais com altura de um piso (sendo a sua função geral para instalações). Ambos os elementos estruturais formam um sólido rígido e contribuem entre 20-40% para a rigidez do edifício (Taranath, 1998).

As lajes e os muros destes pisos são, normalmente, de betão de alta resistência pré-esforçado, sendo a sua execução complicada devido à grande densidade de armaduras e ao pré-esforço, o que atrasa o ritmo de construção.

Os núcleos centrais formados por muros de betão armado variam a sua geometria e espessura com a altura. Também é frequente a configuração de vários núcleos com alturas distintas.

Relativamente à estrutura horizontal pode existir grande variedade de tipos: lajes de betão, lajes mistas mediante a utilização de chapa colaborante, lajes nervuradas, lajes alveolares pré-fabricadas, etc. Tendo em conta que a rigidez e a carga gravítica é muito distinta utilizando um ou outro tipo de laje, o projectista determina a solução mais adequada em função da altura, da rigidez, da geometria, etc.

Apesar das singularidades destas estruturas, os processos são muito repetitivos e, em função dos elementos e tempos de produção, formam-se ciclos, estando a industrialização presente no processo construtivo.

Nestes processos, a industrialização da armadura passiva adquire um grande interesse. Nos edifícios em altura, a elaboração “in situ” de toda a armadura seria inadmissível, não só pelos prazos que actualmente se programam mas pelo difícil manuseamento que têm as armaduras de grande diâmetro utilizadas. Assim, existe uma alta percentagem de armaduras que vêm industrializadas de estaleiro (30-50% do total colocado em obra) (Eisele; Kloft, 1999). São exemplos as armaduras que constituem as grelhas para as armaduras base das lajes de fundação (Figura 6.2), as armaduras de lajes de pisos e praticamente a totalidade das armaduras de pilares e armaduras de muros.



Figura 6.2 – Industrialização das armaduras em laje de fundação (Gallego, 2006)

Deste modo, previamente à sua colocação e instalação, é necessário um estudo pormenorizado da montagem da armadura tendo presente o próprio funcionamento dos sistemas de cofragem. A instalação na obra assemelha-se à composição de um “puzzle”; uma vez formadas as grelhas base das lajes, realiza-se a montagem da armadura de reforço instalada “in situ” na obra.

Outros sistemas de rápida colocação em obra geralmente industrializados são as lajes mistas. Utilizando-se chapa colaborante aproveitada como cofragem conseguem-se ritmos de produção muito altos. Este sistema de laje é o mais utilizado nos edifícios altos da América do Norte (Cruz, 2009). Tem a vantagem de ser uma laje leve, razão pela qual se podem conseguir grandes alturas e diminuir o prazo de execução. A desvantagem em relação a outras lajes mais pesadas é que o efeito de diafragma tem menor eficácia do que no caso das lajes de betão, por exemplo. Nestas, o betão leve é muito competitivo em relação aos betões convencionais, já que se pretende diminuir o peso próprio da laje.

Pelas singularidades que existem neste tipo de edifícios, costumam organizar-se equipas específicas em função dos elementos estruturais. Assim, por exemplo, diferenciam-se as equipas de cofragem que manobram os sistemas de cofragem dos muros do núcleo das outras equipas que se encarregam dos sistemas de cofragens para a estrutura horizontal.

O pré-esforço é uma parte importante nas estruturas destes edifícios. A necessidade de proporcionar maior rigidez e capacidade resistente a certos elementos da estrutura torna necessária a utilização de pré-esforço e, conseqüentemente, a intervenção de empresas especializadas no fornecimento e esticamento dos cabos e na injeção das bainhas.

Um elemento normalmente pré-esforçado nestes edifícios é constituído pelas vigas que formam o sistema “outrigger structure” ou cinta de rigidez. No caso do edifício da Torre Espacio este sistema é constituído por muros perimetrais e radiais de betão armado (Figura 6.3) e lajes pré-esforçadas (Navarro; Calzón, 2008).



Figura 6.3 – Bainhas de pré-esforço em muro de núcleo na Torre Espacio (Navarro; Calzón, 2008)

Geralmente, o pré-esforço requer betões de alta resistência pela alta carga de pré-compressão à qual estão submetidos. No caso do “outrigger” da Torre Espacio utilizaram-se betões C80/95, além de ter sido bombado a 160m de altura (Navarro; Calzón, 2008).

A grande densidade de armadura passiva nos muros interiores e o espaço de que necessitam as bainhas de pré-esforço no seu traçado criam muitas dificuldades para garantir o espaçamento mínimo entre armaduras para a passagem do betão, sobretudo nas zonas próximas das ancoragens activas e passivas. Portanto, devem tomar-se medidas para assegurar a correcta betonagem e para reduzir as ligações por aderência.

6.2.2. Requerimentos da mistura de betão em edifícios altos

Tal como já foi referido, a evolução das estruturas de betão dos edifícios altos foi acompanhada pelo desenvolvimento de uma nova geração de betões de alto desempenho.

Evidentemente, a resistência ocupa uma das propriedades principais dos betões. A transmissão à fundação de altas cargas pelos pilares perimetrais e núcleos centrais, juntamente com a utilização de sistemas pré-esforçados, tornam necessário, em determinadas partes da estrutura, a utilização de betões de alta resistência.

Uma consequência da utilização destes betões, cuja função é aumentar a capacidade resistente da estrutura vertical do edifício (núcleos, muros e pilares), é o aumento da rigidez, dado que o seu módulo de elasticidade é superior ao dos betões convencionais e a sua fluência é menor.

A utilização de betões de alto desempenho não pretende exclusivamente aumentar a resistência; há ainda que ter em conta outras propriedades de igual importância, como a docilidade² e a estabilidade da mistura.

Para betonagens mediante bombagem em alturas superiores a 150m é necessário que o betão tenha determinadas condições para evitar a desagregação da mistura, seja manejável durante a colocação e conserve as propriedades mecânicas no tempo. Por esta razão, é frequente a utilização de aditivos fluidificantes, controladores de retração, coesivantes de bombagem, etc. As adições que se utilizam para conseguir um betão de alta resistência são derivadas da pozolana: a microsílca, a nanosílca e as cinzas volantes. Com estas adições consegue aumentar-se a trabalhabilidade da mistura (devido à sua forma esférica), estender o processo de hidratação (provocando maiores resistências e menor porosidade) e gerar menos calor de hidratação (Cruz, 2009).

É fundamental, previamente ao início da obra, a realização de ensaios, estudos de cimentos, inertes, aditivos, etc. de modo a obter uma abundante informação para a caracterização do betão e a realização de um protocolo de elaboração e colocação em obra do mesmo. Nestes ensaios prévios não se pretende apenas conhecer as propriedades físico-mecânicas necessárias mas também as distintas circunstâncias que podem surgir durante a execução da estrutura do edifício, como por exemplo as diferenças de temperatura, ocorrência de chuva, degelo, etc. (Cruz, 2009) Portanto, ensaiam-se diversas misturas atendendo a estes factores, adoptando a que se considere mais adequada.

O que caracteriza todos os betões que têm de ser colocados em obra a grande altura é a sensibilidade ao grau de humidade e à temperatura. Torna-se necessário efectuar controlos prévios de humidade dos inertes, críticos na reologia e resistência do betão de alto desempenho. A humidade é controlada, normalmente, por termobalanças em tempo real.

Para poder desenvolver as misturas de um betão bombado a grande altura é preciso conhecer o comportamento de uma massa que se move numa tubagem impulsionada à pressão. Este comportamento tende a produzir a segregação dos finos para a periferia, distinguindo duas partes bem diferenciadas no betão que passa pela tubagem: o bloco central, que se move sem deformações, e portanto sem segregação, e uma camada exterior rica em finos. Assim, para elaborar betões bombáveis necessita-se, por um lado, de coesão e, por outro, de uma quantidade suficiente de finos para formar uma película periférica (Cruz, 2009).

6.2.3. Influência dos tempos de produção no fabrico de betão

A grande importância que têm os prazos de execução das obras tem a sua repercussão na definição dos procedimentos construtivos, que não se limitam apenas a resolver os aspectos técnicos mas também procuram que os processos e a sua execução sejam mais rápidos. É por isso que, aparte da industrialização das armaduras, referida anteriormente, é muito importante o tempo de colocação do betão em obra, desde a amassadura em central até à betonagem dos diversos elementos.

6.2.3.1. Amassadura

A amassadura de um betão de alta resistência requer muito mais tempo do que a de um betão convencional (num betão C80/95 é até quatro vezes superior do que num C25/30), sendo importante encurtar este processo (Cruz, 2009).

² Pode considerar-se como a aptidão de um betão para ser utilizado numa determinada obra. Para que um betão tenha docilidade deve possuir uma consistência e uma coesão adequadas. Assim, cada obra tem um conceito de docilidade, segundo as suas características.

A utilização de camiões betoneira não costuma ser a forma mais vantajosa de colocar o betão em obra nem tão pouco a melhor do ponto de vista técnico. O uso de diferentes tipos de camiões betoneira, onde o betão é amassado com distinta energia cinética e potencial, põe em risco a homogeneidade da produção, sendo necessária a utilização de uma amassadora em central que garanta esta propriedade.

Com amassadora em central existe maior controlo das condições de amassadura, tanto dos elementos da mistura como do tempo de amassadura de acordo com as características da central de betão.

6.2.3.2. *Transporte*

O transporte de betão realiza-se tendo em conta aspectos que intervêm na mudança das características do betão, como o tempo de transporte, o regime de giração do tambor e a temperatura ambiente. É fundamental que o betão não altere ou perca as suas características durante o processo de transporte, sendo mais importante os aspectos relacionados com a água e a temperatura. Como exemplo, o betão de alta resistência na obra da Torre Espacio foi submetido a um controlo de consistência dinâmica à temperatura ambiente. Este controlo realizou-se antes e depois do transporte, sendo o betão, fabricado com uma consistência dentro do intervalo de trabalho (de 56 a 64cm +/- 2cm), ensaiado na mesa de espalhamento³. Não se bombava abaixo de 54cm e rejeitava-se acima de 66cm. Abaixo de 54cm era colocado com grua até um mínimo de 48cm, condição definitiva de rejeição. As mesas de espalhamento foram utilizadas em central e em obra para todos os camiões; também se verificava a temperatura do betão de todos os camiões em central e em obra (García, 2006).

Dado que as propriedades destes betões dependem principalmente da manutenção da sua reologia, controlando as mínimas variações, deve verificar-se o estado dos tambores de transporte e a limpeza dos mesmos. É importante cuidar este simples aspecto, pois eliminar ou rejeitar vários camiões betoneira pode romper o ciclo ou cadeia de produção, criando atrasos importantes.

Em determinados casos planeiam-se os tempos “mortos” admissíveis por falta de fornecimento de betão. Assim, estabelecem-se margens (10-15 minutos) dependendo do tempo decorrido desde a saída da central até à chegada em obra. Em casos de betões de alta resistência pode chegar-se a rejeitar betões com tempo de saída da central superior a uma hora (Ferrer, 2006).

Outro fenómeno que é necessário ter em conta é o atrito nas tubagens do distribuidor. Este atrito gera um incremento da temperatura no betão que acelera as reacções químicas da mistura e, portanto, diminui a sua consistência, pondo em risco a bombagem. Este fenómeno tem maior importância à medida que se bomba a maior altura, pois o atrito na tubagem é superior.

A maioria destes edifícios costuma estar localizado perto do centro das grandes cidades, sendo o tráfego um “handicap” importante no tempo de transporte da central à obra. Os engarrafamentos podem produzir atrasos que tornam o betão inutilizável e, conseqüentemente, quebrar a continuidade da cadeia de produção. Nestes casos, costuma recorrer-se à betonagem em horas nocturnas ou à instalação de centrais fixas na obra, com as quais não só se atenua este risco mas também se diminui o tempo de transporte.

6.2.3.3. *Betonagem*

Geralmente, a betonagem realiza-se com um equipamento de bombagem instalado em obra. Só se costuma utilizar o balde em caso de emergência ou por falhas no equipamento.

³ Mesa plana sujeita a pancadas onde o betão é colocado no molde no centro desta em duas camadas apiloadas (10 pancadas). É retirado o molde e levantada a placa superior através da pega todos os 2 a 5 segundos, 15 vezes. O diâmetro de espalhamento determina-se pela média de dois diâmetros medidos (Coutinho, 2003).

O equipamento de bombagem é constituído por uma bomba, cuja pressão de trabalho depende da altura máxima de bombagem, e por um circuito de distribuição formado por tubagens e acoplamentos, que habitualmente fica instalado no núcleo central do edifício (Figura 6.4). A betonagem por balde não é utilizada, fundamentalmente, porque o ritmo de produção seria muito lento e porque nos betões de alta resistência a consistência final é enganadora por serem betões de grande viscosidade, ficando agarrado às paredes do balde.



Figura 6.4 – Distribuidor de betão pelo interior do núcleo (García, 2006)

A colocação do betão em lajes de fundação realiza-se por camadas, como já foi referido. Durante a betonagem são criadas numerosas juntas construtivas, não só verticais mas também horizontais, produzindo grandes frentes de betonagem em que é preciso controlar o ritmo de produção. A betonagem destas lajes é o processo de execução com maior consumo diário de betão, sendo habitual alcançar produções superiores a $600\text{m}^3/\text{dia}$ (Ferrer, 2006).

6.2.4. Medidas de protecção e cura

O processo de cura pode modificar as características do betão endurecido pois, dependendo de como se realize e de que medidas de protecção se tomem, pode retardar ou acelerar a presa, incrementar a fissuração por retracção plástica e, inclusivamente, alterar as resistências iniciais, aspecto fundamental para permitir os trabalhos de pré-esforço.

Os factores ambientais que afectam directamente a taxa de evaporação durante o processo de cura são a velocidade de formação de produtos de hidratação, a velocidade do vento, a temperatura e a variação da humidade relativa do ar (García, 2006).

Uma das características principais no processo de cura em edifícios em altura é que, ao serem utilizados betões de alto desempenho, a taxa de evaporação de água é muito menor do que em betões convencionais, tendo em conta que estes têm uma rede capilar e um índice de poros muito menor. Outra característica são as grandes secções dos pilares e núcleos, nos quais, durante o processo de cura, o calor de hidratação do betão é muito alto e, dependendo da temperatura ambiente, a taxa de evaporação de água pode ser inadmissível. É frequente que se tomem medidas nos casos em que a taxa de evaporação supera o valor de $1\text{kg}/\text{m}^2/\text{h}$ (García, 2006).

Também é necessário ter em conta a velocidade do vento em alturas superiores aos 100m, pois favorece a taxa de evaporação de água e acelera a presa.

Para betonagens em tempo frio tomam-se medidas habituais para evitar os problemas devidos aos processos de congelamento da massa de betão e, por outro lado, para atenuar atrasos na presa que afectem o ciclo produtivo da construção do edifício.

Controla-se tanto a temperatura ambiente como a temperatura da massa de betão na chegada à obra, rejeitando-se os betões cuja temperatura não cumpra os valores fixados no protocolo correspondente. É norma habitual que quando existem temperaturas no exterior inferiores a 0° não se efectuarem trabalhos de betonagem. Deve ter-se em conta não só a temperatura no momento em que se realiza a betonagem programada mas também a previsão da temperatura após a mesma, pelo menos nas 48 horas seguintes. Quando a previsão da temperatura ambiente determina condições de geada depois da betonagem, devem tomar-se medidas de protecção dos elementos betonados. Assim, é habitual em lajes a utilização de mantas de lona em toda a sua extensão ou a disposição de canhões de calor durante as primeiras horas posteriores à betonagem (García, 2006).

Quando as condições de vento são desfavoráveis ou em caso de chuva é frequente a utilização de películas plásticas em toda a extensão da betonagem.

Uma das medidas protectoras que se leva a cabo nos edifícios em altura é a utilização de canhões de calor situados nas entradas dos elevadores de forma a elevar a temperatura média, favorecendo a evolução normal da presa. Também nos núcleos é frequente a utilização de lâminas de polietileno que cobrem a parte exterior e toda a zona de esperas, de tal forma que se produz uma câmara-de-ar que conserva o calor gerado pela presa do betão.

Outras medidas de protecção também frequentes são a utilização de materiais selantes, como produtos filmógenos de cura que podem ser emulsões de ceras em base aquosa, parafinas, resinas ou polímeros sintéticos ou, então, dissoluções de resinas naturais ou sintéticas em base solvente. Também os processos de cura com água são habituais, como a imersão ou inundação, nebulização ou a cobertura das superfícies com material absorvente (Hermoso, 2005).

7. BOMBAGEM DE BETÃO

7.1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos têm-se construindo cada vez um maior número de edifícios altos que requerem a bombagem de betão com grandes caudais a consideráveis alturas. Neste sentido, há que mencionar o edifício Burj Khalifa, onde se bombou betão a 600m de altura (Figura 7.1).



Figura 7.1 – Burj Khalifa. Aspecto do sistema de bombagem de betão (Cruz, 2009)

Actualmente, existem bombas de betão capazes de transportar caudais de $160\text{m}^3/\text{hora}$ com pressões no betão até 350bar e potências de 550kW (Cruz, 2009).

Juntamente com as máquinas, a tubagem de transporte de betão também foi melhorada. As flanges⁴ de união e os acoplamentos fecham hermeticamente mesmo quando são submetidos às pressões máximas.

O tipo de bomba de betão e as suas características são determinadas pelas dimensões do edifício (distância horizontal e vertical de bombagem), pelas secções individuais que devem betonar-se (volume e caudal a betonar) e o tipo de betão a utilizar (dosagem de cimento, curva granulométrica dos inertes, consistência, tamanho máximo do inerte, etc.).

De seguida, indicam-se os pontos mais importantes a serem considerados durante a bombagem de betão a grande altura (Cruz, 2009):

- O betão deve ser bombável e não deve perder a capacidade de bombagem quando submetido a altas pressões no tempo previsto de betonagem.
- A máquina utilizada deve ser capaz de satisfazer as exigências requeridas.
- A tubagem deve estar suficientemente dimensionada para o volume da obra.

⁴ Elemento que une duas componentes de um sistema de tubagens, permitindo ser desmontado sem operações destrutivas. As flanges são montadas aos pares e geralmente unidas por parafusos, mantida a superfície de contacto entre duas flanges sob uma força de compressão, com a finalidade de vedar a ligação (Cruz, 2009).

- O pessoal operador deve conhecer bem o equipamento e ter grande experiência.
- Deve dispor-se de um dispositivo apropriado para a limpeza da tubagem.

7.2. PROCESSO DE BOMBAGEM DE BETÃO

Ao seleccionar a máquina para a bombagem de betão neste tipo de obras (edifícios com mais de 100m) e para que a mesma se desenvolva sem dificuldades, é necessário ter em conta os requisitos da obra a realizar.

Quanto maior for a altura de bombagem, o comprimento da tubagem e o caudal requerido, tanto maior será a pressão de bombagem necessária.

A pressão máxima que uma bomba de betão pode gerar depende do seu dimensionamento, tendo-se desenvolvido diferentes máquinas para as diversas condições de aplicação.

Quanto maior for a altura de bombagem e quanto mais difícil a colocação da tubagem, tanto mais cuidado deverá ter-se nos ensaios prévios que devem realizar-se sempre para determinar a bombagem do betão previsto no projecto.

7.2.1. Bombagem com autobombas

As autobombas (bombas de betão autopropulsadas montadas sobre camião) trabalham, actualmente, até um alcance vertical de 62m, que corresponde ao comprimento da lança de distribuição (Figura 7.2) (Cruz, 2009).

Para as autobombas, o caudal teórico máximo é fixado em $160\text{m}^3/\text{h}$ e numa pressão de bombagem de 85bar, não sendo prático superar estes valores (Cruz, 2009).

Nos edifícios altos são utilizadas no início da obra na betonagem da fundação e nos primeiros pisos dos mesmos.



Figura 7.2 – Autobomba de betão (Putzmeister, 2009)

7.2.2. Bombagem com bombas estacionárias

As bombas estacionárias têm capacidade para desenvolver pressões no betão de 350bar, sendo capazes de transportá-lo a distâncias horizontais de 2500m ou verticais de 570m (Putzmeister, 2009). Estas pressões de trabalho requerem um dimensionamento adequado dos elementos da máquina, do traçado da tubagem e de tudo o que intervém no processo de betonagem a grande altura ou distância (Figura 7.3).



Figura 7.3 – Bomba estacionária de última geração (Putzmeister, 2009)

7.2.3. Localização da bomba de betão

A localização de uma bomba de betão deve ser escolhida tendo em conta o menor comprimento possível da tubagem de transporte.

Tem de existir espaço para que duas betoneiras possam aproximar-se da bomba ao mesmo tempo para poder aumentar o rendimento da betonagem. Desta maneira, garante-se uma alimentação ininterrupta de betão.

Como as bombas de betão estacionárias são instaladas para um largo período de tempo, recomenda-se a preparação de uma soleira de betão de fácil limpeza. As bombas que trabalham com alta pressão devem fixar-se firmemente sobre as superfícies de apoio.

Além de água à pressão para a limpeza do equipamento e da instalação eléctrica necessária, deve dispor-se de uma iluminação adequada. São instalados também meios de comunicação entre o pessoal operador da bomba e as equipas de colocação do betão (comunicações rádio ou sinais luminosos).

A bomba de betão e a saída para a tubagem devem ter fácil acesso. Para realizar trabalhos de manutenção e reparação deve prever-se um espaço de aproximadamente 2m à volta da bomba.

7.3. SELECÇÃO DA BOMBA DE BETÃO

7.3.1. Potência da bomba de betão. Número de identificação técnica

As bombas de betão estacionárias classificam-se segundo a fórmula que relaciona a potência da máquina com a pressão de bombagem e o caudal. Com uma potência de accionamento determinada P , o caudal Q depende da pressão de bombagem p (Putzmeister, 2009):

$$P = Q \times p$$

A pressão indicada refere-se à pressão no betão à saída da bomba; esta pressão não corresponde à do sistema hidráulico.

O produto do caudal Q , em m^3/h , e a pressão de bombagem p , em bar, denomina-se “número de identificação técnica NIT”:

$$NIT = (m^3/h \times bar)$$

Ao dividir por 25 obtém-se a potência de accionamento da máquina (em kW):

$$P \text{ (kW)} = \text{NIT}/25 = (\text{m}^3/\text{h} \times \text{bar})/25$$

A constante 25, obtida empiricamente, contém um rendimento total de aproximadamente 0,70 para todo o sistema.

Então, para a selecção de uma bomba de betão, o utilizador deve conhecer além da potência de accionamento da máquina, o caudal e a pressão de bombagem.

7.3.2. Pressão de bombagem

Para a selecção de uma bomba é necessário conhecer todos os dados dos quais se deduz a pressão de bombagem previsível (Putzmeister, 2009):

- Velocidade de fluxo de betão na tubagem.
- Diâmetro da tubagem.
- Comprimento da tubagem.
- Cotovelos e demais dispositivos instalados na tubagem.
- Consistência do betão.
- Altura de bombagem.

A potência de accionamento necessária depende do caudal e da pressão de bombagem. Com uma potência de accionamento determinada, o caudal que é capaz de transportar uma bomba diminui à medida que aumenta a pressão de bombagem (Figura 7.4).

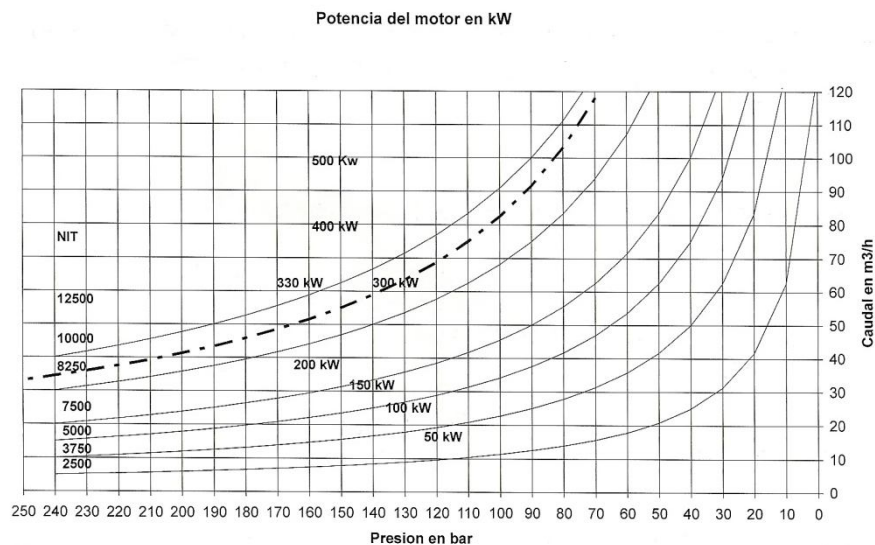


Figura 7.4 – Relação entre potência de accionamento, caudal e pressão (Putzmeister, 2009)

7.3.2.1. Comprimento da tubagem

A pressão de bombagem aumenta proporcionalmente com o comprimento da tubagem. Isto significa que, teoricamente, necessita-se apenas de metade da pressão para metade do comprimento da tubagem.

O betão produz atrito nas paredes internas dos tubos e quanto maior for esta superfície de fricção, isto é, quanto maior comprimento tiver a tubagem, tanto maior deverá ser a pressão. A pressão de bombagem vai reduzindo-se desde o máximo junto à saída da bomba até zero no final da tubagem.

7.3.2.2. Diâmetro da tubagem

Para um caudal determinado, a velocidade de fluxo aumenta com a redução do diâmetro da tubagem, logo a pressão de bombagem depende da velocidade de fluxo (da secção transversal da tubagem).

7.3.2.3. Caudal de cálculo

Na obra pretende colocar-se uma quantidade de betão num tempo determinado. Para um diâmetro de tubagem determinado, a velocidade de fluxo aumenta proporcionalmente com o caudal.

7.3.2.4. Consistência do betão

Os betões com consistências secas deslizam pior pela tubagem do que os betões com consistências fluidas. Consequentemente, é mais difícil deformar um betão rígido ou seco e, por isso, é necessária uma pressão de bombagem maior para poder passar por cotovelos e reduções (Figura 7.5).



Figura 7.5 – Betão com consistência fluida (García, 2006)

7.3.2.5. Altura de bombagem

A pressão de bombagem aumenta com a altura; uma massa de betão provoca uma pressão estática que depende da densidade bruta do betão fresco. Para betões normais é de aproximadamente 25bar a cada 100m de altura (Putzmeister, 2009), logo, cada vez que se bomba verticalmente, é necessário vencer esta pressão estática.

7.3.2.6. Cotovelos instalados na tubagem

As mudanças de direcção do fluxo de betão provocam um aumento da pressão que depende do ângulo e raio dos cotovelos e, por isso, recomenda-se usar cotovelos com um raio de 1m (Figura 7.6). Independentemente do diâmetro do tubo, a resistência de um cotovelo de 90° com um raio $r=1m$ corresponde à de um tubo de aproximadamente 3m de comprimento colocado horizontalmente (Cruz, 2009).

A resistência de um cotovelo de 90° com um raio $r=250mm$, como os utilizados nas lanças de distribuição, corresponde à de um tubo de aproximadamente 1m de comprimento colocado na horizontal (Cruz, 2009).

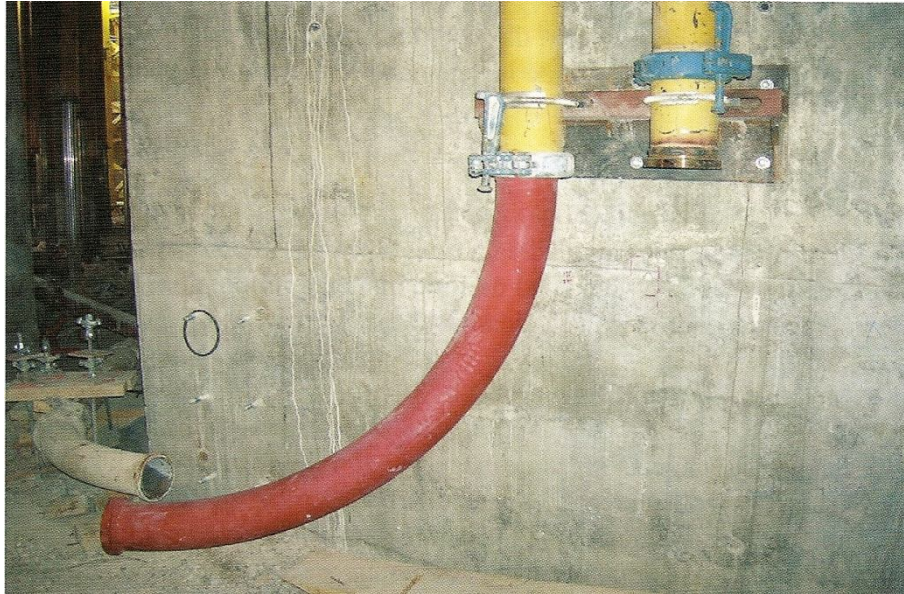


Figura 7.6 – Cotovelo de raio 1m e DN 125 (Sainz, 2006)

7.3.3. Ábacos para determinar a pressão de bombagem

Mediante ábacos pode determinar-se a pressão teórica de bombagem para um caudal de betão determinado se forem conhecidas as distâncias de transporte horizontal e vertical, a consistência, os cotovelos instalados e o diâmetro da tubagem (Figuras 7.7 a 7.10).

Foi comprovado que existe uma correlação suficientemente exacta entre os valores determinados mediante ábacos (valores teóricos) e os valores reais – o campo de dispersão é de apenas 10% (Putzmeister, 2009). Daqui se deduz que a pressão de bombagem pode determinar-se, na prática, tão exactamente como seja necessário.

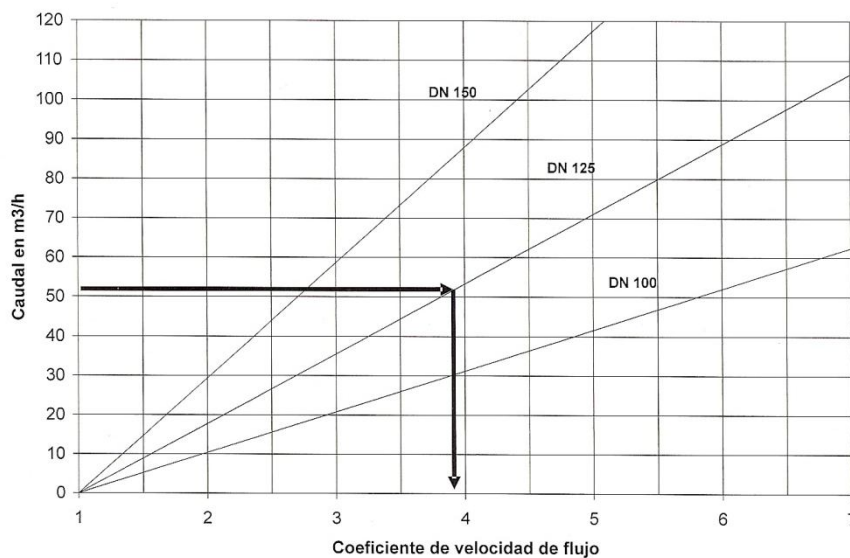


Figura 7.7 – Caudal de cálculo e diâmetro da tubagem (Putzmeister, 2009)

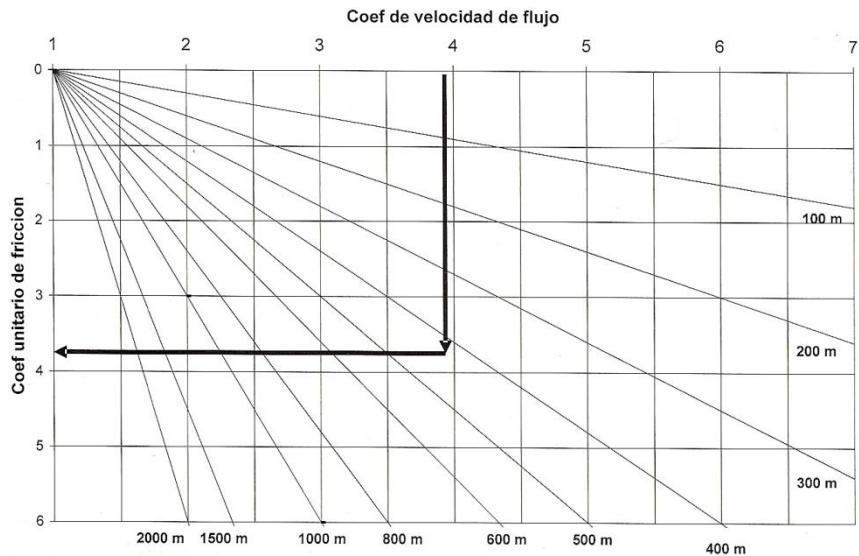


Figura 7.8 – Comprimento virtual da tubagem (Putzmeister, 2009)

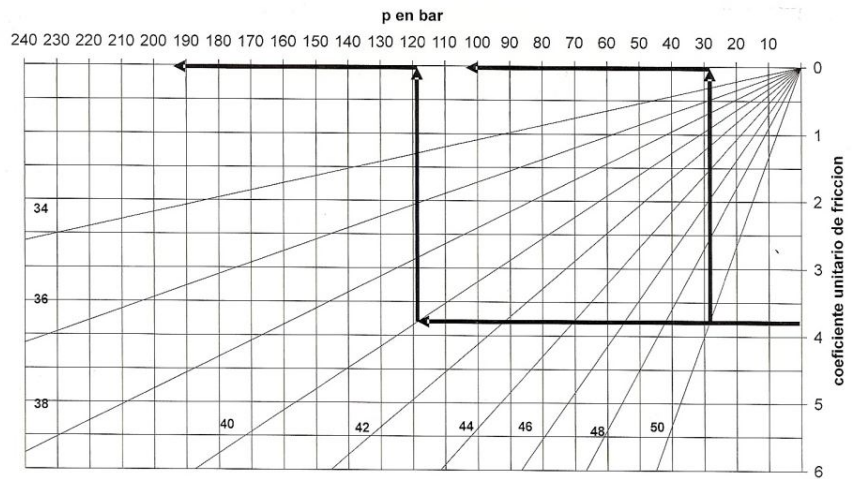


Figura 7.9 – Espalhamento do betão fresco (Putzmeister, 2009)

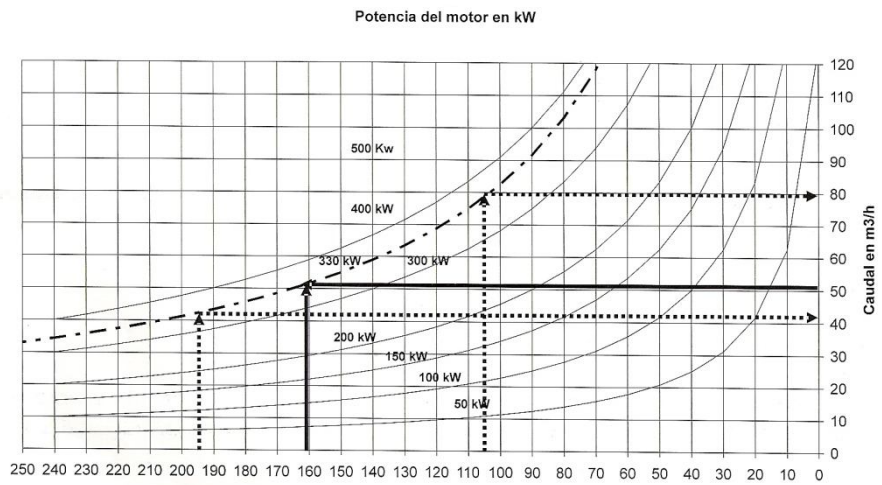


Figura 7.10 – Potência do motor e gama de caudais (Putzmeister, 2009)

7.4. TUBAGEM DE TRANSPORTE

7.4.1. Generalidades

Para a bombagem não tem apenas importância as características da bomba de betão mas também que a tubagem usada satisfaça as exigências relativamente à qualidade e ao diâmetro dos tubos.

Utilizam-se tubos de aço sem soldadura com diferentes diâmetros e espessuras de parede. Os tubos individuais de 1, 2 ou 3m de comprimento (os tubos de maior comprimento são menos adequados devido ao seu peso e pouca maneabilidade) conectam-se por meio de acoplamentos com diferentes flanges e juntas. Para mudar a direcção de um tramo da tubagem existem cotovelos de diferentes ângulos (90°, 60°, 45°, 30° e 15°).

Os cotovelos para o traçado da tubagem costumam ter um raio $r=1m$. Para lanças de distribuição, distribuidores circulares, tubos articulados, etc. utilizam-se cotovelos com um raio $r=250mm$ por razão de espaço (Cruz, 2009).

Não é fácil seleccionar a tubagem mais apropriada, dado o grande número de possibilidades que existem. De seguida, descrevem-se diferentes critérios de selecção.

Ao seleccionar a tubagem deve ter-se em conta a pressão máxima requerida quando se bomba verticalmente, já que esta se produz normalmente nas últimas betonagens, e a resistência ao desgaste. A tubagem inicial para a bombagem de betão de um edifício alto tem de ser capaz de suportar a máxima pressão de cálculo quando se produz o maior desgaste.

É necessário utilizar tubos especialmente reforçados com paredes grossas e uniões de alta pressão entre a zona inferior da tubagem ascendente e o traçado entre a bomba de betão e esta tubagem.

Durante a bombagem vertical produzem-se picos de pressão e para que o traçado da tubagem possa resistir a estas pressões máximas convém seleccionar cotovelos de parede grossa, especialmente no caso de cotovelos que unem o traçado horizontal com a tubagem vertical.

7.4.2. Diâmetro da tubagem

A resistência ao fluxo de betão depende do diâmetro da tubagem e a velocidade de fluxo aumenta à medida que os diâmetros diminuem. Para reduzir a pressão de bombagem e o desgaste da tubagem recomenda-se a utilização de maiores diâmetros sempre que sejam necessários grandes caudais.

Os tubos com diâmetro interior maior do que 125mm (DN 125) têm a desvantagem do seu peso ser grande e o seu manuseamento difícil quando estão cheios de betão. É quase impossível distribuir betão mediante uma mangueira final com um diâmetro interior maior do que 125mm (Cruz, 2009).

Ao começar a bombagem é necessário lubrificar a tubagem, sendo necessária uma maior quantidade de pasta de cimento para tubos com maior diâmetro. Consequentemente, ao limpar a tubagem sobra uma maior quantidade de betão.

A tubagem DN 125 representa uma boa solução para toda a gama de caudais solicitada normalmente nestas obras (grandes caudais em fundações e pressões altas nos últimos pisos). Esta é a tubagem que normalmente se usa para a bombagem vertical.

7.4.3. União por flanges. Tipos de acoplamentos

Uma tubagem de transporte consiste em tubos e cotovelos individuais (Figuras 7.11 e 7.12) que se unem por meio de acoplamentos. Cada fabricante oferece vários tipos de acoplamentos com diferentes flanges que raras vezes são substituíveis.

Deve distinguir-se entre tubagens para as lanças de distribuição finais e tubagens para o traçado vertical e horizontal.

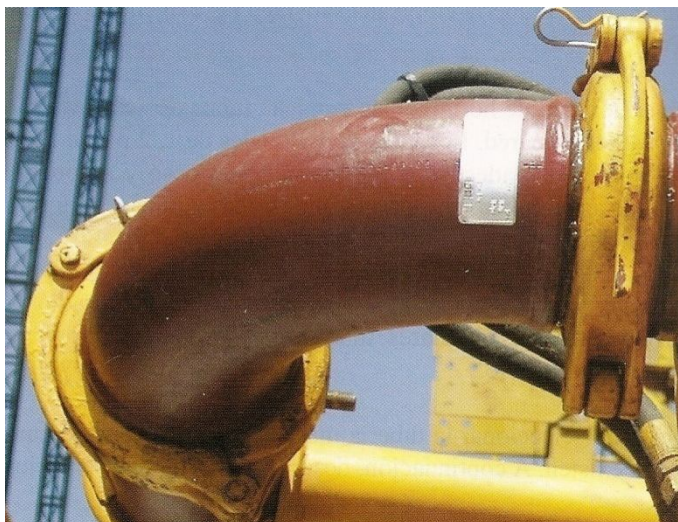


Figura 7.11 – Flanges de união de tubagem e cotovelo (Sainz, 2006)



Figura 7.12 – Flange de união em tubagem DN 125 (Sainz, 2006)

7.4.4. Espessura de parede e desgaste das tubagens

As tubagens de transporte estão sujeitas a um desgaste que depende das características do material dos tubos, da velocidade de fluxo do betão, da pressão do betão e da dureza, forma e proporção da mistura dos inertes.

Num traçado de tubagem, a pressão reduz-se desde o valor máximo ao início do mesmo até zero à saída. Isto implica que os tubos que se encontram próximos da bomba de betão estão sujeitos a um maior desgaste e, por isso, utilizam-se tubos de parede mais grossa nesta zona.

Na maioria dos casos, os tubos de aço S355 e DN 125 com uma espessura de 4mm para o transporte de betão só são suficientes para pressões máximas de 85bar. Para pressões mais altas é necessário utilizar tubos com uma espessura de parede superior que aguentem pressões de até 250bar (Putzmeister, 2009).

7.4.5. Tramos de saída da bomba de betão e reduções

Este tramo inclui o tubo de acoplamento da tubagem à máquina (Figura 7.13), as reduções e termina com a última flange onde a redução se conecta à tubagem ou a uma válvula de fecho.



Figura 7.13 – Acoplamento da tubagem à bomba de betão (Sainz, 2006)

É recomendável fixar a tubagem directamente atrás da redução; este ponto fixo deve poder absorver os “golpes” produzidos pelos picos de pressão de bombagem e suportar os esforços que transmite a tubagem.

Os tubos de redução servem de transição entre a saída da bomba de betão, geralmente de maior diâmetro, e a tubagem de transporte. Estas reduções devem ser de fácil desmontagem para que se possam eliminar rápida e facilmente as eventuais obstruções causadas por corpos estranhos, inertes demasiado grandes ou misturas incorrectas.

Para bombas de betão com pressões de bombagem de mais de 100bar utilizam-se saídas e reduções de parede grossa. A redução do diâmetro da tubagem deve efectuar-se directamente atrás da bomba de betão (García, 2006). Deve evitar-se colocar reduções na tubagem, como ocorre quando se unem tubagens de diâmetros diferentes, ou conectar, eventualmente, uma tubagem DN 125 a uma tubagem DN 100 de uma lança de distribuição.

7.4.6. Tramos especiais

Existem saídas especiais para autobombas e bombas estacionárias. No caso de condições de obra estreitas ou aplicações especiais são necessárias saídas curtas laterais. Estas saídas especiais utilizam cotovelos com grande diâmetro e raio pequeno ($r=250\text{mm}$) (Cruz, 2009).

7.4.7. Mangueiras intermédias e finais

As mangueiras utilizam-se em tramos finais de distribuição e raras vezes como mangueiras intermédias (Figura 7.14). As paredes interiores das mangueiras oferecem maior resistência na passagem do betão do que os tubos de aço que constituem a tubagem de transporte.

Alguns fabricantes fornecem mangueiras com diferentes propriedades superficiais. Caso se dobrem as mangueiras de distribuição, a resistência ao deslizamento do betão aumenta. Como regra empírica, pode tomar-se que 1m de mangueira intermédia ou de distribuição corresponde a uma tubagem equivalente metálica de 5m (Cruz, 2009).

Na maioria dos casos, utilizam-se como mangueiras finais mangueiras com reforço têxtil. As mangueiras com reforço de aço podem suportar pressões de 100bar e utilizam-se como mangueiras intermédias, estando providas de flanges de ligação em ambas as extremidades (Putzmeister, 2009).



Figura 7.14 – Mangueiras de distribuição intermédias e finais (Urzaiz, 2006)

7.4.8. Acessórios de tubagens

7.4.8.1. Válvulas de fecho

Para evitar o esvaziamento incontrolado da tubagem ao bombar até ao topo dos edifícios colocam-se válvulas de fecho (Figura 7.15) na saída da bomba. Estas válvulas, conhecidas também como válvulas de corte, accionam-se mecânica ou hidráulicamente.



Figura 7.15 – Válvula de fecho accionada hidráulicamente (Urzaiz, 2006)

As válvulas de fecho de acção mecânica podem utilizar-se até uma altura de bombagem de 30m. Já a válvula de fecho hidráulico pode ser accionada pelo sistema hidráulico da bomba de betão e utiliza-se para bombagens a mais de 30m de altura (Putzmeister, 2009).

Interrompida a bombagem (para recolocação da tubagem, falta de betão, etc.), a válvula acciona-se e evita a descida do betão na tubagem. O operador da bomba de betão pode accionar a válvula de fecho hidráulica mediante controlo à distância.

7.4.8.2. Desvios de tubagem

Quando a bomba de betão tem de servir vários traçados podem utilizar-se desvios. Os desvios com válvulas de fecho hidráulico são apropriadas para altas pressões de bombagem como é o caso dos edifícios em altura. Quando se utilizam estes desvios é necessário prestar atenção e bombar através de todos os tramos da tubagem, em intervalos regulares, para que o betão fique sempre fresco e permaneça bombável.

7.4.8.3. Cabeça de limpeza

Para limpar a tubagem com ar comprimido é necessária uma cabeça de limpeza. É indispensável que se utilize este dispositivo final de fecho, que não só serve para recolher a bola de limpeza mas também para evitar a saída “explosiva” do betão.

7.4.9. Colocação da tubagem

Deve projectar-se previamente, com minuciosidade, o traçado da tubagem e efectuar a sua montagem cuidadosamente. A tubagem deve ser colocada sem forçar mantendo a sua estanquidade, bem ancorada e de fácil acesso para permitir uma desmontagem fácil dos tubos desgastados ou obstruídos.

Um traçado de tubagem deve dar acesso a todos os seus elementos para que se possam esvaziar os tubos ou tramos de tubagem obstruídos, trocar os tubos desgastados, executar novamente uniões herméticas de flanges com fugas ou substituir os acoplamentos defeituosos.

As tubagens colocadas horizontalmente sob o solo (Figura 7.16) devem ser devidamente cobertas com lajetas facilmente removíveis, por exemplo.



Figura 7.16 – Tubagem coberta (Sainz, 2006)

Os tubos montados em paredes, andaimes auxiliares, torres de grua, etc. devem ser acessíveis por meio de passadiços ou escadas. Para áreas de difícil acesso devem utilizar-se tubos de paredes grossas.

Deve prever-se sempre uma tubagem de reserva colocada em paralelo à de serviço (Figura 7.17) para que se possa trocar rapidamente de uma para a outra em caso de problemas.



Figura 7.17 – Tubagem de serviço e reserva fixada no núcleo de rigidez (Sainz, 2006)

7.4.9.1. Ancoragens e fixações

Devido aos cotovelos instalados na tubagem e à mudança de direcção da massa de betão, produzem-se forças que dão lugar a um violento movimento da tubagem, especialmente quando se trata de bombas de grande rendimento. Como ancoragens utilizam-se braçadeiras que transmitem os esforços ao edifício ou a partes deste (núcleos de betão, fundação, etc.). Para tubos que atravessem muros ou lajes recomenda-se a fixação da tubagem com cunhas ou parafusos.

Os tubos do traçado inicial devem ser bem ancorados. É conveniente aparafusá-los a consolas fixadas ao edifício (Figura 7.18), sendo suficiente uma braçadeira para cada tubo. Recomenda-se prever um tubo curto de 0,50 ou 1m de comprimento que possa desmontar-se facilmente do tramo para poder abrir esta tubagem com toda a facilidade em caso de necessidade (García, 2006).



Figura 7.18 – Fixações da tubagem de serviço e reserva (Sainz, 2006)

7.4.9.2. Traçado vertical

É necessário especial cuidado na colocação da tubagem vertical, pois é muito difícil desmontar os tubos em separado. Por isso, na bombagem de betão em edifícios altos, é recomendável montar somente tubos novos e utilizar tubos de parede grossa com acoplamentos devidamente verificados na parte inferior da tubagem.

A desmontagem do cotovelo inferior com um raio de 1m deve ser fácil, sendo recomendável a utilização de um cotovelo de parede grossa (García, 2006). O cotovelo inferior não deve servir para apoiar a tubagem vertical que deve manter-se em posição por si própria.

7.4.9.3. Tramo inicial para a tubagem vertical

Quando numa bombagem vertical o desnível é superior a 50m produzem-se pressões elevadas na tubagem que dependem da consistência do betão e da sua composição granulométrica, entre outros factores. Para compensar e eliminar estas pressões, é conveniente prever um traçado inicial entre a bomba de betão e a tubagem vertical que depende da altura máxima de bombagem e, eventualmente, também do diâmetro da tubagem. Recomenda-se que tenha um comprimento de 30% do traçado vertical (García, 2006). Um traçado inicial de grande comprimento aumenta desnecessariamente a pressão de bombagem e dificulta a limpeza da tubagem.

7.4.10. Limpeza da tubagem

Os resíduos de betão e argamassa dentro dos tubos aumentam a resistência e podem obstruir a massa de betão. É necessário limpar as juntas dos acoplamentos deteriorados e substituir as juntas deterioradas e, inclusivamente, os próprios acoplamentos.

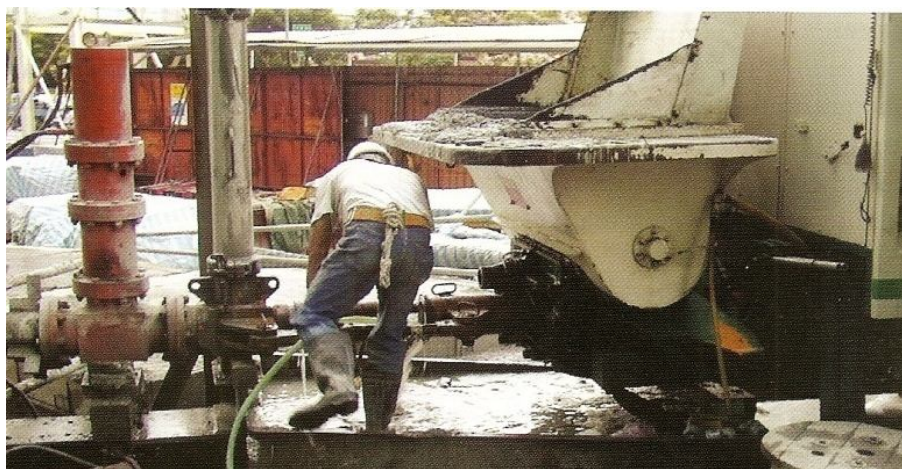


Figura 7.19 – Processo de limpeza de bomba de betão (Urzaiz, 2006)

Os tramos individuais da tubagem são limpos com água; o método habitual consiste na utilização de um dispositivo de limpeza com água à pressão (Figura 7.19) em que, para tal, é necessário separar a tubagem da bomba de betão.

Para a limpeza total da tubagem são “disparadas” bolas de espuma, de cima para baixo, mediante a injeção de ar comprimido (Figura 7.20). As bolas têm diâmetro superior ao das tubagens; por exemplo, para uma tubagem DN 125 (125mm) são utilizadas bolas de espuma de 150mm (Putzmeister, 2009).

É indispensável que se utilize um dispositivo final de fecho – cabeça de limpeza – que não só serve para recolher as bolas mas também para evitar a saída “explosiva” do betão.



Figura 7.20 – Dispositivos de limpeza de tubagem (Putzmeister, 2009)

7.5. DISTRIBUIÇÃO DE BETÃO

A distribuição de betão por meio de bombas estacionárias combinadas com lanças de distribuição separadas (Figura 7.21) alcança grandes rendimentos porque são capazes de colocar o betão no ponto exacto.



Figura 7.21 – Lança de distribuição (García, 2006)

7.5.1. Distribuição do betão com lanças separadas

Os alcances das lanças separadas vão de 20m a 50m e devem ser montadas dentro do edifício para permitir o acesso a todos os pontos dentro do raio de trabalho. As lanças com alcances até 30m são montadas, normalmente, sobre colunas tubulares (Ferrer, 2006).

Como as lanças não podem ser fácil e rapidamente mudadas de sítio mediante as gruas de obra, é necessário dispor um número apropriado de lanças para que possa ser coberta toda a superfície desde vários pontos.

As lanças com alcances de mais de 30m montam-se sobre as torres das gruas ou, como é mais comum, nas cofragens auto-trepantes, trepando simultaneamente com estas (Figura 7.22) (Ferrer, 2006).

As referidas colunas tubulares (Figura 7.23) estão dotadas de acoplamentos rápidos para a montagem da lança de distribuição e, nalguns casos, com um dispositivo de trepagem para subir pelo interior do edifício.

Quando as dimensões do edifício são muito grandes, recomenda-se a utilização de várias lanças de grande alcance, cada uma delas alimentada por uma bomba de betão.



Figura 7.22 – Lança de distribuição montada sobre cofragem auto-trepante (Ferrer, 2006)

As lanças de grande alcance oferecem condições ótimas para a distribuição, tanto para edifícios de grande superfície ou grande volume como para pequenas secções que ficam repartidas na obra.



Figura 7.23 – Coluna tubular auto-trepante de distribuidor desmontável (Ferrer, 2006)

7.5.2. Distribuição de betão com mangueira final

É necessário assegurar, durante a betonagem, que a mangueira não esteja dobrada. Por exemplo, uma mangueira cheia de betão de 6m de comprimento e 125mm de diâmetro (Figura 7.24) pesa cerca de 250kg (García, 2006).



Figura 7.24 – Distribuição de betão com mangueira final (García, 2006)

7.6. BOMBAGEM DE BETÃO EM CONDIÇÕES EXTREMAS

7.6.1. Bombagem de betão com temperaturas exteriores altas

Nas regiões com temperaturas altas, o betão prepara-se frequentemente com água ou inertes arrefecidos e, inclusivamente, com gelo em vez de água (Sainz, 2006). O betão coloca-se durante as horas frescas do dia, ou seja, de noite ou pelo início da manhã. Daqui se deduz que, pelo menos para as autobombas, não é necessário tomar precauções especiais. Nestes climas, devem evitar-se interrupções prolongadas, pois o betão quente ganha presa mais cedo, o que significa, a nível de bombagem, que a pasta de cimento seca muito depressa na tubagem quente e perde mais rapidamente as suas propriedades de lubrificação.

Uma tubagem quente deve ser preparada especialmente antes de começar a bombagem; deve ser molhada e arrefecida com água e lubrificada com pasta de cimento. Depois da bombagem a limpeza da tubagem realiza-se com a maior rapidez.

Por exemplo, com um caudal de 20m³/h, o betão necessita de uns 15 minutos para passar por uma tubagem DN 125 de 400m de comprimento (García, 2006). Durante todo este tempo o betão pode absorver uma quantidade de calor considerável e começar a ganhar presa em caso de interrupções na bombagem.

É preferível pintar os tubos com uma cor clara e, se for possível, colocá-los à sombra. Sempre que as distâncias de bombagem forem grandes deve cobrir-se a tubagem.

7.6.2. Bombagem de betão com temperaturas exteriores baixas

Com temperaturas baixas a bombagem de betão é mais fácil comparativamente ao caso anterior, embora também se devam tomar algumas medidas.

A bombagem de betão com temperaturas abaixo do ponto de congelamento requer a utilização de betão aquecido previamente mediante inertes aquecidos ou acrescentando água quente (Sainz, 2006). Contudo, um betão aquecido tem um tempo de presa menor nas tubagens.

Devido à presa rápida de um betão quente, qualquer interrupção deve ser tão curta quanto possível. Imediatamente depois de terminar a bombagem deve iniciar-se a limpeza.

Deve ser dada especial atenção à água acumulada na tubagem devido à sua limpeza, pois as baixas temperaturas podem provocar a redução de secção pela formação de gelo e originar obstruções.

7.7. BETÃO BOMBÁVEL

Não é possível elaborar uma fórmula de betão bombável que se possa aplicar de forma genérica. É necessário adequá-la às características próprias de cada uma das componentes de que dispõe cada central de betão.

A bombagem de um betão depende da quantidade de finos, da capacidade de recobrimento do inerte grosso, das proporções do tamanho do inerte, do seu coeficiente de forma e da relação água/cimento; o restante é constituído por elementos adicionais inerentes nas componentes do betão de cada central, uns positivos e outros negativos, que têm de ser analisados e corrigidos (García, 2006).

Para fabricar os betões solicitados em projecto, e ao mesmo serem manejáveis e bombáveis, os fabricantes produzem os betões contando com os tipos de inertes, areias e o tipo de água de cada zona, podendo variar o tipo de cimento, os aditivos e sua composição.

Qualificam-se de betões especiais para a bombagem aqueles que colocam dificuldades (García, 2006):

- Pelas características dos inertes que compõem a sua estrutura.
- Pela sua densidade.
- Pela sua consistência.
- Pela relação água/cimento.
- Pela adição de aditivos.

Também se denomina betão especial aquele cuja composição, estrutura e consistência é dependente das altas pressões que recebe a massa de betão ao ser bombado a grandes distâncias ou a grandes alturas.

Um betão bombável deve ser composto de maneira a que o seu atrito sobre a parede interior da tubagem não se eleve excessivamente.

Assim, um betão bombável deve ter (García, 2006):

- Um conteúdo mínimo em finos de aproximadamente 400kg/m^3 de betão para um inerte máximo de 32mm.
- Um conteúdo mínimo de cimento de aproximadamente 240kg/m^3 de betão com um inerte de 32mm.
- Uma relação água/cimento de 0,42 a 0,65.
- Uma consistência mole ou fluida determinada mediante o ensaio da mesa de espalhamento.
- Uma composição granulométrica na zona superior entre os limites A e B, segundo as curvas granulométricas DIN 1045.

Uma vez corrigida e contrastada a fórmula de fabrico do betão requerido em projecto, o fabricante deve adequá-la às exigências de bombagem que as características de cada obra exigem.

7.8. ENSAIOS PRÉVIOS

Ao executar uma obra em que os betões, pelas características específicas da sua estrutura ou pelo sistema de colocação em obra, requerem um procedimento especial de bombagem, é necessário realizar com antecedência um conjunto de ensaios que garantam que os betões que se vão utilizar nas distintas fases da obra cumprem as especificações exigidas no projecto e possam ser colocados com facilidade mediante um sistema de bombagem.

Os betões especiais a que se fez referência anteriormente requerem a realização de um conjunto de provas para analisar os efeitos que, sobre as distintas características dos mesmos, produzem as altas pressões a que vão estar submetidos durante a bombagem, as largas distâncias das tubagens, o comportamento dos aditivos e adequá-los, assim, a um nível óptimo de bombagem.



Figura 7.25 – Equipamento para provas de bombagem (García, 2006)

O laboratório de provas serve para simular circunstâncias de bombagem muito parecidas às que se podem dar no desenvolvimento de uma obra com um determinado tipo de betão. Permite constatar todos os parâmetros de comportamento do betão que o fabricante quer analisar (García, 2006):

- Incidência do atrito.
- Perda de consistência.
- Exsudação do betão.
- Evaporação de água.

- Perda de ar.
- Comportamento de aditivos.
- Limites de bombagem.
- Tempos admissíveis de betão parado.
- Provas de bombagem de betões leves.

Um conjunto do laboratório de bombagem (Figura 7.25) deve compor-se pelo menos de (García, 2006):

- Uma bomba de alta pressão com capacidade de criar uma pressão sobre o betão 20% maior do que a pressão teórica requerida para a bombagem no edifício em questão.
- Uma extensão de tubagem de diâmetro igual à do traçado real cujo comprimento equivalente seja o máximo do edifício em questão.
- Tubos redutores de 125 a 100mm de diâmetro e tubagens de 100mm com a finalidade de reduzir o comprimento da tubagem e aumentar a pressão e velocidade do betão.
- Desvios da tubagem.
- Válvulas de corte para simular obstruções.
- Medidores de pressão no betão.
- Medidores de temperatura.
- Pessoal qualificado para o seu manuseamento e interpretação de resultados.

Com todos estes elementos podem desenvolver-se quantas provas forem necessárias para determinar se os betões que se fornecem à obra são bombáveis e mantêm esta capacidade durante um período determinado.

Os técnicos de laboratório, tanto de obra como da central de betão, são os que devem determinar o tipo de provas a realizar (Figura 7.26).

A execução de cada prova requer previamente (García, 2006):

- Uma preparação da instalação para cada tipo de prova de forma concreta.
- Conhecimento da prova a realizar e as características do betão a bombar, com as suas componentes estruturais e aditivos usados.
- Um metro cúbico de argamassa com 400kg mínimo de cimento.
- Elementos auxiliares (água, ar à pressão, energia suficiente, elementos de limpeza e remoção de resíduos).



Figura 7.26 – Realização da prova de bombagem (García, 2006)

7.8.1. Realização da prova

Descreve-se de seguida as fases da realização das provas (García, 2006):

1. Colocação em funcionamento do equipamento.
2. Adequar as pressões às exigências da prova a realizar.
3. Adequar a instalação para que o betão retorne ao depósito da máquina e possa manter a bombagem durante um determinado período de tempo.
4. Durante a bombagem adicionar aditivos, água, etc.
5. Parar a bombagem durante períodos de tempo determinados.

A bomba manifestará o seu comportamento no quadro de controlo, onde se visualizam a pressão hidráulica, os ciclos de bombagem e a potência do motor e nas tubagens são instalados controlos de pressão e temperatura no betão.

Iniciam-se as provas dos betões a analisar desde a curva mais bombável para, de seguida, modificar aquelas componentes da sua estrutura de forma a adequar o betão que exige o projecto a uma bombagem sem risco.

É disposto um procedimento de limpeza com ar e com água para que possam ser utilizados de forma indistinta com rapidez perante uma obstrução ou no final da prova. Deve ainda estar previsto o procedimento de recolha dos restos de betão.

8. ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS DE BETÃO

8.1. INTRODUÇÃO

A utilização de elementos pré-fabricados de betão armado ou pré-esforçado na construção de edifícios altos tem apenas como limite o seu peso próprio, o que praticamente supõe a ausência total de limitações já que a capacidade dos meios actuais de elevação é muito superior à carga que impõe a manobra dos elementos usuais em edifícios, tanto estruturais como de “envelope” (“pele” do edifício).

O peso de elementos estruturais, como pilares de comprimento de um ou vários pisos, vigas de 10 a 15m de comprimento ou lajes alveolares, não ultrapassa os 100kN, carga facilmente manobrável com guas torre trepantes ou ligadas à própria estrutura. Mesmo elementos planos ou com secção em U, em L, etc., preparados para a formação de muros ou núcleos resistentes para resistir às acções horizontais do vento e sismo, com pesos de 150 ou 200kN, podem ser içados e colocados localizando convenientemente o eixo da grua para diminuir o braço ou a distância de montagem. Igualmente, painéis de fecho da fachada ou de divisão interior apresentam pesos inferiores a 100kN (Fong, 2008).

Por outro lado, as vantagens do pré-fabricado – como a rapidez de execução e possibilidade de utilização, sob controlo estrito, de materiais de alta resistência e grande durabilidade com espessuras muito afinadas ou de materiais de maior densidade e menor peso próprio – assumem grande importância neste tipo de edifícios, tanto por razões económicas (economia de fundação e pilares) como pelo seu comportamento perante a acção sísmica.

O uso de betões de alta resistência (50-100MPa) e ultra resistentes (150-200MPa) são perfeitamente produzidos em instalações modernas de pré-fabricação com sistemas de controlo interno e fiscalizações externas que garantem uniformidade na qualidade dos produtos. Embora menos frequentes, os betões leves estruturais são igualmente possíveis de utilizar.

Uma solução característica em pré-fabricação proporciona também elementos leves apropriados para estes edifícios: secções ocas, em T, etc. de paredes relativamente delgadas (pilares, vigas em T, lajes alveolares) que conduzem a peças de peso reduzido providas de forte rigidez, ideais para este tipo de estruturas (Fong, 2008).

Podem coexistir soluções parcialmente pré-fabricadas com elementos metálicos ou de betão “in situ”, adoptando o material mais conveniente segundo a tipologia estrutural e de fachadas projectadas.

Os procedimentos de união ou ligação entre os pré-fabricados ou entre estes e zonas executadas “in situ”, utilizados em todo o tipo de construção, são aplicáveis também com absoluta garantia de segurança no caso de edifícios com grande número de pisos, criando-se apoios simples, articulações ou uniões rígidas encastradas. É comum procurar-se soluções de uniões que se executem de forma muito rápida para economizar manobras e tempo de utilização de grua.

Embora na Europa não se tenha privilegiado o uso da pré-fabricação em edifícios altos (em parte por estas construções serem pouco frequentes), a indústria está bem preparada para enfrentar qualquer tipologia de grande altura, proporcionando soluções adequadas apoiadas pela experiência e vantagens mencionadas.

São numerosos os exemplos de edifícios altos pré-fabricados construídos noutros continentes. A título de exemplo menciona-se o The Paramount em São Francisco, Califórnia (Figura 8.1). Com 39 pisos (128m de altura) e cerca de 80000m² de superfície, foi totalmente executado em 26 meses (entre 2000 e 2002) com pré-fabricação a partir do 8º piso, tanto da estrutura interna como da fachada resistente perimetral (Wells, 2005).

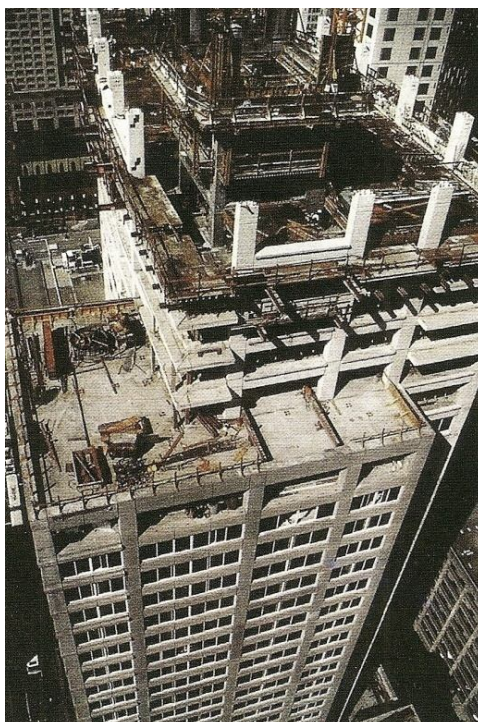


Figura 8.1 – Edifício The Paramount (São Francisco) (Cruz, 2009)

Em linhas gerais, uma solução pré-fabricada com pilares de secção oca ou maciça com comprimento de dois ou três pisos numa única peça de betão C80/95, vigas de secção em T com os extremos maciços para uma união rígida dúctil aos pilares, lajes alveolares e fachada resistente criando pórticos para resistir às acções horizontais pode ser uma solução muito adequada para edifícios de 40 ou mais pisos (Fong, 2008).

8.2. ELEMENTOS ESTRUTURAIS PRÉ-FABRICADOS

Em edifícios em altura utilizam-se as mesmas soluções estruturais de edifícios mais baixos. O caso da altura introduz condicionantes especiais relativamente aos meios de elevação e aos esforços que absorve cada elemento.

As soluções estruturais utilizadas mais habitualmente com elementos pré-fabricados são as estruturas com pilares e vigas, os elementos de laje, os painéis portantes para núcleos rígidos e os painéis portantes para cargas verticais.

Os elementos pré-fabricados podem ser combinados com outros materiais, como betão “in situ” ou estrutura metálica. Assim, o uso mais habitual dos elementos estruturais pré-fabricados em edifícios é a combinação com outras formas de construção, ao que se chama habitualmente construção composta.

8.2.1. Pilares e vigas

Os pilares e vigas pré-fabricados utilizam-se em edifícios altos com frequência, inclusivamente em zonas altamente sísmicas. A título de exemplo, podem citar-se os edifícios North Galaxy, em Bruxelas, de 36 pisos (107m) e 120000m² de superfície, construídos com vigas e pilares pré-fabricados (Figura 8.2) (Wells, 2005).

Podem construir-se estruturas com combinações de pilares pré-fabricados e vigas de betão “in situ” ou metálicas ou com vigas pré-fabricadas e com pilares de betão “in situ” ou metálicos. Também é habitual a construção de elementos em forma de T ou em forma de H para afastar as ligações, em zonas sísmicas, dos pontos de maiores esforços.



Figura 8.2 – Edifícios North Galaxy (Bruxelas) (Cruz, 2009)

As uniões mais habituais entre pilares são realizadas com armaduras salientes do elemento superior ou do inferior que se integram no elemento seguinte em bainhas, normalmente com superfície rugosa para melhorar a aderência. As bainhas são preenchidas com argamassa de alta resistência com retracção compensada (Fong, 2008).

São também habituais as ligações com acopladores e varões roscados. São ligações que requerem uma maior precisão no fabrico e na montagem mas que simplificam as operações de execução da ligação em obra.

As vigas pré-fabricadas são, normalmente, de secção rectangular, T invertida ou com abas para facilitar o apoio dos elementos de laje, que pode ser pré-fabricada, fabricada “in situ” ou mediante chapa colaborante (Cruz, 2009). Costumam utilizar-se vigas armadas para vãos pequenos e vigas pré-esforçadas para vãos grandes.

As uniões das vigas com os pilares costumam realizar-se de maneira a que a estrutura resultante seja contínua. Estas ligações executam-se mediante acopladores com varões roscados, chapas soldadas nas vigas em obra ou de maneira a que, mediante aberturas nas vigas e interrupções nos pilares, a armadura se coloque em obra para o nó ser, posteriormente, preenchido com betão ou com calda de cimento (Fong, 2008).

Em muitos países é habitual realizar pré-esforço na ligação das vigas com os pilares. Este pré-esforço, que se realiza através de bainhas deixadas no fabrico dos elementos, executa-se para dar maior ductilidade à estrutura perante cargas sísmicas.

8.2.2. Lajes

As lajes pré-fabricadas mais utilizadas em edifícios em altura são as lajes alveolares e as pré-lajes. A laje alveolar tem mais capacidade para suportar maiores vãos e cargas; no entanto, tem alguns inconvenientes como o seu peso ser superior ao das pré-lajes o que, nalguns casos, pode ser determinante para os meios de elevação utilizados. O apoio nas vigas é, normalmente, directo.

É bastante habitual a utilização da laje alveolar com estrutura metálica ou de betão, pré-fabricada ou fabricada “in situ”, isto porque a quantidade de betão necessária para terminar a laje é muito pequena (normalmente uma camada de compressão de 5cm), onde é possível realizar todas as ligações com os elementos portantes principais (Figura 8.3).



Figura 8.3 – Laje alveolar da Torre de Cristal (Temprano; Castilla; Viñals, 2008)

As pré-lajes (Figura 8.4) podem ser pré-esforçadas ou armadas e são lisas ou nervuradas. Têm a vantagem do seu peso ser menor do que o das lajes vazadas e, portanto, os meios auxiliares necessários são menores. Também permitem realizar o apoio nas vigas principais de forma directa.



Figura 8.4 – Pré-lajes em edifício alto (Cruz, 2005)

8.2.3. Núcleos de rigidez

Como já foi referido, os edifícios altos costumam ter núcleos rígidos para resistir aos esforços horizontais, de tal forma que o resto da estrutura pode simplesmente suportar as cargas verticais. Os núcleos, portanto, resistem aos esforços horizontais do vento e sismo destes edifícios.

Normalmente, constroem-se os núcleos em betão “in situ”. No entanto, nalguns países são construídos com painéis portantes pré-fabricados maciços que podem também ser utilizados para absorver a carga vertical proveniente das lajes mais próximas.

As ligações verticais entre os painéis são realizadas, normalmente, com varões salientes, roscados no painel inferior e embebidos em bainhas com superfície rugosa no painel superior. Para conectar painéis horizontalmente costumam realizar-se ligações de maneira a que a armadura saliente de

painéis adjacentes se unem e se complementam com uma betonagem “in situ” que, muitas vezes, se executa com calda de cimento (Fong, 2008).

O cálculo destes núcleos rígidos com painéis portantes realiza-se recorrendo a programas com elementos de barra ou a programas de elementos finitos. A partir das forças e momentos de cálculo obtêm-se as armaduras internas dos painéis e das ligações.

8.2.4. Painéis portantes

De forma similar aos painéis dos núcleos rígidos podem utilizar-se, combinados com estes ou não, painéis portantes na fachada (Figura 8.5).



Figura 8.5 – Edifício construído integralmente com painéis portantes (Holanda) (Cruz, 2009)

Estes painéis recebem a carga das lajes adjacentes e, por sua vez, devem respeitar as aberturas da fachada. Por isso, requerem uma análise adequada com programas de elementos finitos para comprovar que a flexão e compressão combinadas (flexão composta) são admissíveis para o elemento.



Figura 8.6 – Painel de betão pré-fabricado com dupla camada (Eisele; Kloft, 1999)

A ligação dos painéis com as lajes pode realizar-se de forma directa, tendo o próprio painel consolas em que apoiam as lajes, normalmente lajes alveolares de grande vão. Também se pode realizar o apoio de forma indirecta com armaduras salientes do painel que se conectam com as armaduras da laje (Eisele; Kloft, 1999). Nestes casos, costumam utilizar-se lajes formadas por pré-lajes ou com chapa colaborante.

Estes painéis, quando têm função estrutural, podem ser executados com uma dupla camada (Figura 8.6): uma é portante e recebe as cargas das lajes do edifício e outra é de “envelope”, que costuma ter acabamentos especiais arquitectónicos. Ambas as camadas estão separadas com um isolamento e conectadas mediante elementos metálicos que permitem o seu movimento diferencial (Eisele; Kloft, 1999).

Em zonas sísmicas pode contar-se com a sua capacidade de dissipação de energia.

8.2.5. Escadas

As escadas são um elemento auxiliar frequentemente pré-fabricado em edifícios altos, dado serem elementos muito complicados do ponto de vista de cofragens.

No entanto, é imprescindível ter em conta que se vai utilizar esta técnica construtiva na elaboração do projecto e no planeamento da construção, já que é necessário deixar as aberturas adequadas na estrutura para que se possam montar as escadas de forma rápida (Figura 8.7). Assim, é necessário ter em conta, na estrutura, os encaixes necessários para a sua colocação.

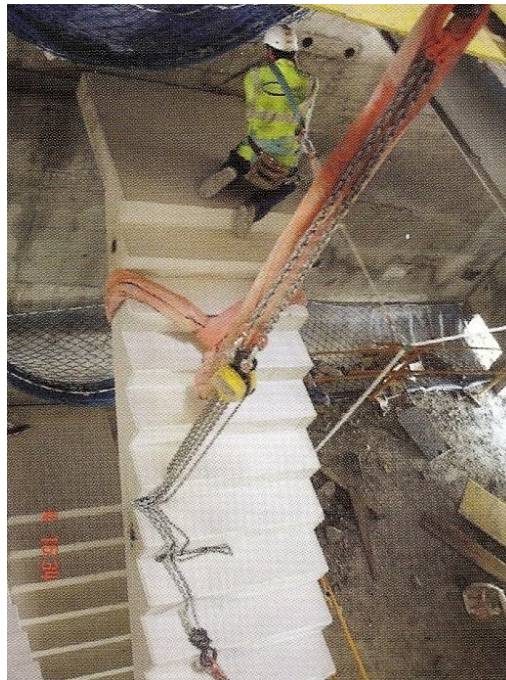


Figura 8.7 – Escadas pré-fabricadas da Torre de Cristal (Temprano; Castilla; Viñals, 2008)

9. GRUAS TORRE

9.1. INTRODUÇÃO

Uma das máquinas fundamentais na construção de edifícios altos é constituída pelas guas torre. Neste tipo de obras é de grande importância realizar uma correcta selecção da máquina, pois uma parte do êxito na rentabilidade do projecto depende de se ter acertado na selecção das guas que melhor podem adaptar-se ao mesmo.

Estes edifícios, pelas suas características de altura, os tempos investidos nas manobras, a dificuldade de visibilidade em numerosas ocasiões, a possibilidade de interferências entre guas, a necessária adaptabilidade destas ao processo construtivo complexo e variável durante a execução da obra requerem, mais do que em outros projectos, a definição das guas à medida exacta das necessidades.

Devem incorporar dispositivos de segurança e informação para o operador da grua, que em projectos correntes se podem prescindir.

Neste capítulo dão-se as noções básicas que ajudam a realizar uma correcta selecção das guas e os sistemas de segurança e informação que, não sendo habituais em aplicações normais, estão disponíveis no mercado.

9.2. SELECÇÃO DAS GRUAS E ESTUDO DE IMPLANTAÇÃO

9.2.1. Tipo de braço giratório

Dependendo das condições da obra e com a finalidade de conseguir melhor adaptabilidade ao projecto, existe a possibilidade de instalar guas com diferentes tipos de braço giratório.

Podem ser:

- De lança horizontal (Figura 9.1).
- De lança abatível (Figura 9.2).



Figura 9.1 – Grua de lança horizontal (Manitowoc, 2010)

A selecção do tipo de braço depende, basicamente, das condições de interferências entre as máquinas a instalar e dos obstáculos nas imediações do edifício. Se existirem interferências que não sejam possíveis resolver opta-se por guias de lança abatível.



Figura 9.2 – Guas de lança abatível (Liebherr, 2010)

9.2.2. Tipo de torre

Atendendo ao tipo de torre podem classificar-se em:

- Auto-estáveis.
- Ligadas ao edifício mediante elementos metálicos.
- Trepantes dentro do edifício.

Cada um deste tipo de máquinas é tratado mais à frente.

9.2.3. Capacidade

Uma vez definido o tipo de grua (braço giratório), atendendo aos obstáculos que possam existir, e seleccionado o tipo de torre que melhor se adapta às condições da obra, a seguinte definição refere-se às características relativas à capacidade que devem ter as guias, o que se desenvolve nos pontos seguintes.

9.2.3.1. Alcance e número de guias

É o alcance útil necessário e o número de guias de maneira a que cada grua cubra a área de obra desejada, atendendo de maneira efectiva ao planeamento do trabalho na obra.

9.2.3.2. Cargas

É necessário definir as cargas a manobrar e os alcances com cada carga para cada uma das guias, tendo em conta que a característica de cargas-alcances para cada grua corresponde a um diagrama do tipo indicado na Figura 9.3.

Atendendo à rentabilidade, convém que grandes cargas que se serão manobradas poucas vezes e a alturas normais se façam com guias auxiliares, para desta maneira não dimensionar em excesso a grua torre devido a estes trabalhos ocasionais.

Normalmente, na construção deste tipo de edifícios as capacidades das gruas (momento de carga) oscilam entre as 280 e as 2000tm (toneladaxmetro), em função das cargas a manobrar e seus alcances (Liebherr, 2010).

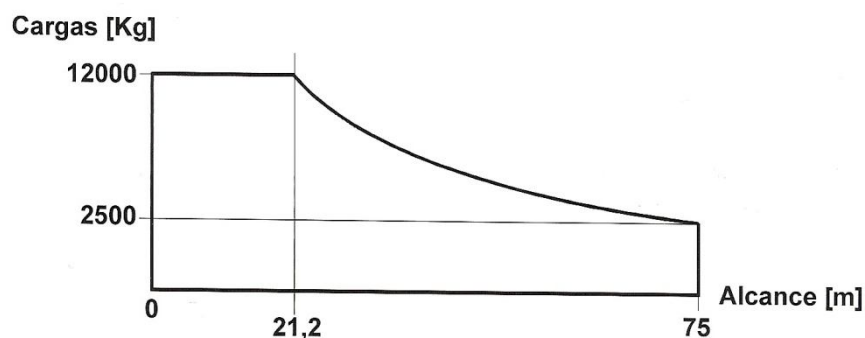


Figura 9.3 – Curva de carga (Cardoso, 2005)

9.2.3.3. Serviço

Além da definição da capacidade em função das cargas e dos alcances necessários, é muito importante definir o serviço, isto é, determinar os tempos de utilização de cada uma das cargas que se vão manobrar e os ciclos a realizar.

Há que ter em conta que as folhas técnicas dos fabricantes de gruas, se não especificarem o contrário, estão definidas para um serviço de construção normal.

É imprescindível fazer esta definição com o fabricante, que verificará se a grua se adapta às necessidades de serviço da obra ou se é necessário escolher uma grua de capacidade superior.

9.2.3.4. Fundação

Uma vez definidas as gruas que são necessárias no projecto, a sua localização e o tipo de montagem (neste tipo de obras são ligadas ao edifício, normalmente) define-se a fundação.

O fabricante fornecerá os dados relativos aos esforços que se produzem na base (tanto em serviço como fora de serviço) – carga vertical, carga horizontal e momentos – para o cálculo da fundação (Figura 9.4).

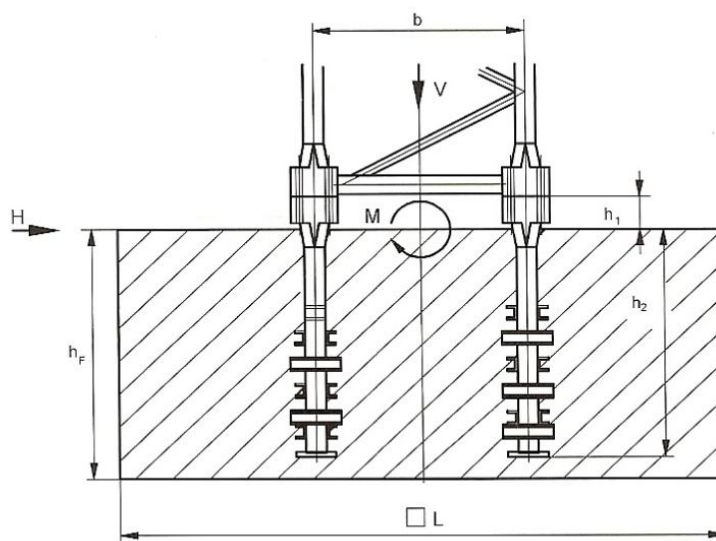


Figura 9.4 – Esquema de esforços na fundação de uma grua (Cardoso, 2005)

9.2.4. Altura inicial de montagem

Em função das necessidades da obra, e no caso de guias ligadas ao edifício ou trepantes dentro deste, define-se a altura inicial de montagem de cada uma das guias em versão auto-estável, de maneira a que, atendendo ao cruzamento entre elas e a outros obstáculos, cumpram os mínimos exigidos relativamente a interferências (2m na horizontal e 3m na vertical) (Cardoso, 2005).

9.2.5. Mecanismos

É muito importante neste tipo de obras analisar o tipo de mecanismos, fundamentalmente o de elevação, atendendo a:

- Tipo de mecanismo, pela sua funcionalidade e facilidade de operação, sistema de mudança de velocidades e suavidade e precisão no funcionamento.
- As velocidades de elevação, dada a longa operação a realizar, afectam muito o rendimento da obra. É necessário verificar as velocidades para cada carga a manobrar e a velocidade de descida sem carga.

Deve ter-se especial atenção, no momento de seleccionar o mecanismo de elevação adequado, na capacidade do tambor do mecanismo, já que esta limita a altura de trabalho da grua.

Na Figura 9.5 podem observar-se as características e velocidades dos mecanismos de uma máquina que podia considerar-se apropriada para a execução de um edifício alto.

MD 485 B M20 - 50 Hz					ch - PS hp	kW	
▲ ● ▼	100 LVF 50 Optima	m/min	0 → 36 → 54 → 86 → 94	0 → 18 → 27 → 43 → 47	100	75	1018 m
	t	10	6 3 2,5	20 12 6 5			
●	150 LCC 50	m/min	58 → 68 → 86 → 114 → 138	29 → 34 → 43 → 57 → 69	150	110	787 m
	t	10 7,5 6 3 1,25	20 15 12 6 2,5				
●	RVF 183 Optima +	tr/min U/min - rpm	0 → 0,8		3 x 12	3 x 9	
◀ ▶	10 DVF 10	m/min	0 → 80 (20 t) - 0 → 100 (12 t) - 0 → 110 (6 t)		10	7,4	
●	Y 800 A RT584 A1 - 2V	m/min	13,5 - 27		8 x 7	8 x 5,2	
●	J 850 A	i					
●	ZX 6830 X 80 A Y 80 A RT 664 A2B - 2V	m/min	16 - 32		6 x 7	6 x 5,2	
CEI 38	IEC 38	400 V (+6% -10%)		kVA	100 LVF : 135 kVA 150 LCC : 185kV		

Figura 9.5 – Quadro de características de mecanismos (Manitowoc, 2010)

9.2.6. Vários

É importante que, neste tipo de construções, o operador da grua disponha de sistemas de segurança e alerta. Nestas alturas de trabalho é frequente que haja situações de pouca ou nula visibilidade e o operador necessite de informação e sistemas de segurança adicionais, como a indicação da altura sob o gancho, alcances, carga suspensa do gancho, possibilidade de escolher níveis a partir dos quais a grua automaticamente deve realizar certas acções ou restrições, etc.

9.3. GRUAS AUTO-ESTÁVEIS

São as guias que, sem meio adicionais de ligação, montam-se desde o início para trabalhar à altura final necessária (Figura 9.6).

Podem conseguir-se grandes alturas com guias auto-estáveis mediante uma superestrutura de torre dimensionada especialmente para o efeito.

Normalmente, procede-se à combinação de diferentes estruturas de torre unidas entre si mediante tramos de transição.



Figura 9.6 – Grua auto-estável (Manitowoc, 2010)

A principal vantagem deste tipo de grua é que não são necessárias paragens da obra para realizar as posteriores sobrelevações da máquina, com o custo que isto comporta.

A selecção desta grua realiza-se, principalmente, quando desde o início se está obrigado a conseguir a altura final de montagem devido à presença de obstáculos no raio de acção da máquina.

Este tipo de montagem não é válido para os edifícios que aqui se tratam, já que as máximas alturas auto-estáveis que se podem conseguir costumam encontrar-se entre os 80 e 100m. Estas limitações são dadas por (Cardoso, 2005):

- Capacidade das auto-gruas necessárias para a montagem.
- Custo da superestrutura.
- Dimensão da fundação.

9.4. GRUAS LIGADAS AO EDIFÍCIO

São gruas cuja estrutura de torre necessita para a sua estabilidade de pontos de apoio (ancoragens) na estrutura do edifício (Figura 9.7). Para isso, colocam-se marcos ou pontos de ligação na torre da grua que se unem à estrutura do edifício mediante elementos metálicos (barras). Com este sistema consegue-se uma estrutura de torre económica e “standard” para o braço giratório utilizado.

A grua monta-se inicialmente como grua auto-estável e conforme o edifício cresce em altura vão realizando-se os diferentes aumentos da grua e colocando os necessários níveis de ligação. Os aumentos da grua entre ligações realizam-se por meios próprios mediante um sistema hidráulico de içamento do braço giratório da grua.



Figura 9.7 – Gruas ligadas a edifício (Manitowoc, 2010)

9.4.1. Fases de trepagem

O fabricante da grua, de acordo com as exigências da obra dentro do estudo de implantação, realizará uma análise de cada fase trepante para determinar os marcos de ligação e os esforços juntamente com a direcção de projecto, verificando que não se produzem interferências e que o estudo se adapta às necessidades de construção. Nas Figuras 9.8 a 9.11 observa-se o desenvolvimento da montagem de uma grua.

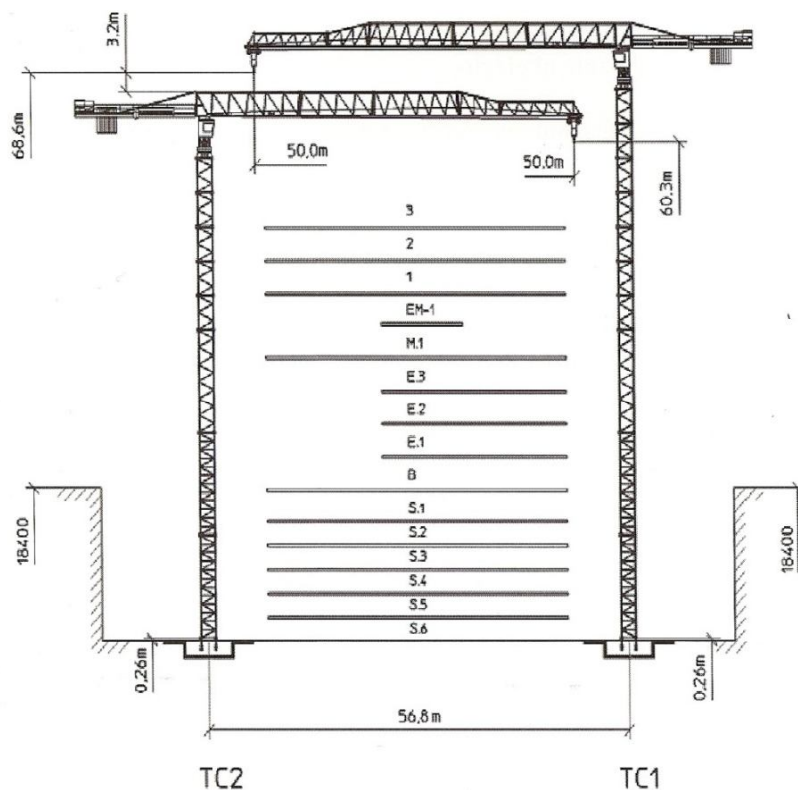
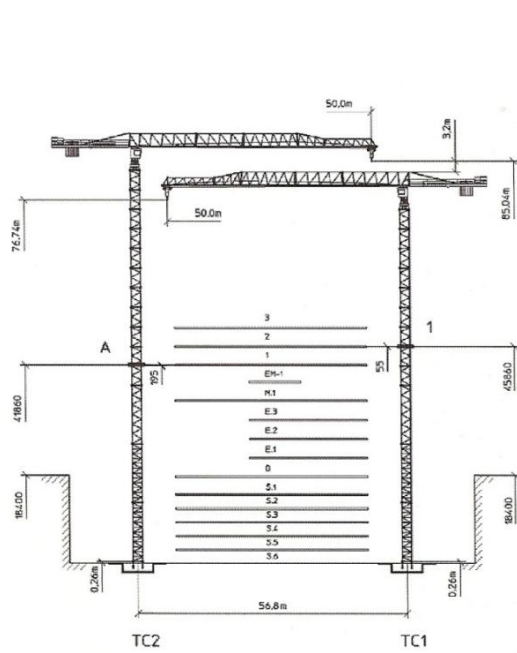
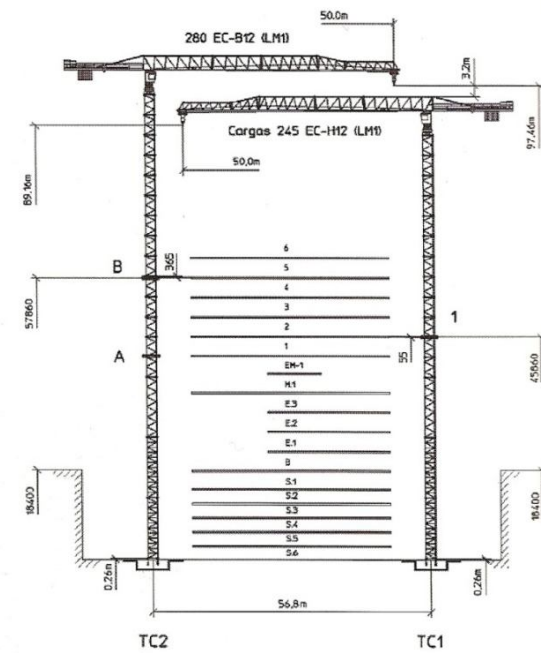


Figura 9.8 – Montagem de grua. Primeira montagem (fase 1) (Manitowoc, 2010)

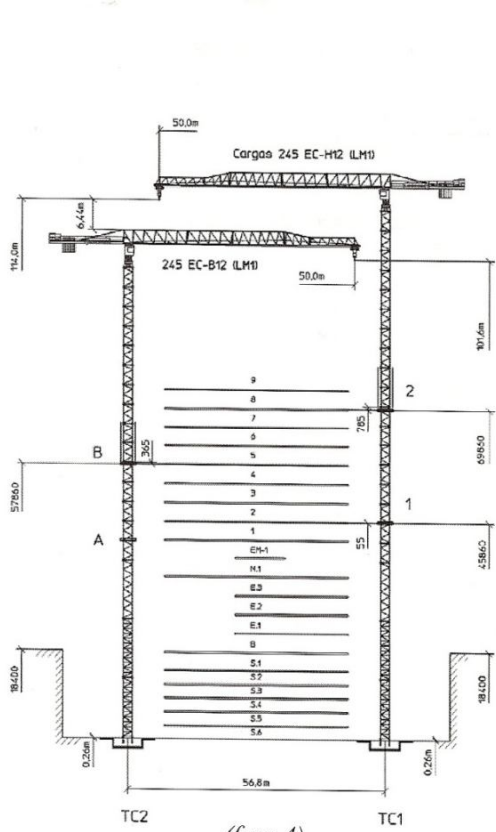


(fase 2)

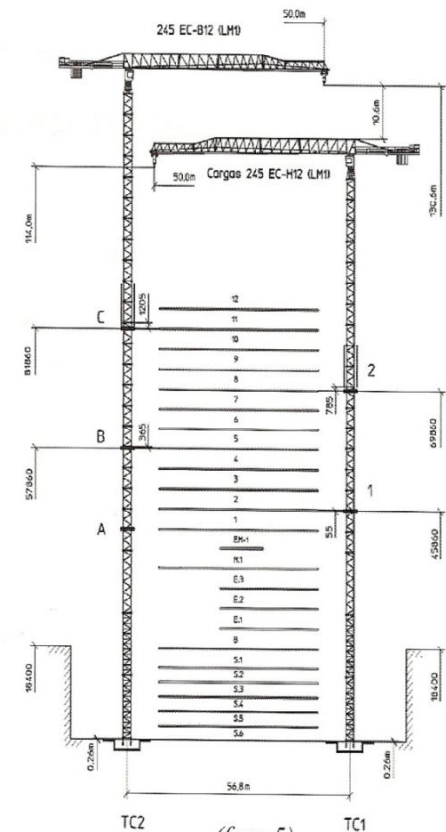


(fase 3)

Figura 9.9 – Montagem de grua. Fases intermédias (fase 2 e fase 3) (Manitowoc, 2010)



(fase 4)



(fase 5)

Figura 9.10 – Montagem de grua. Fases intermédias (fase 4 e fase 5) (Manitowoc, 2010)

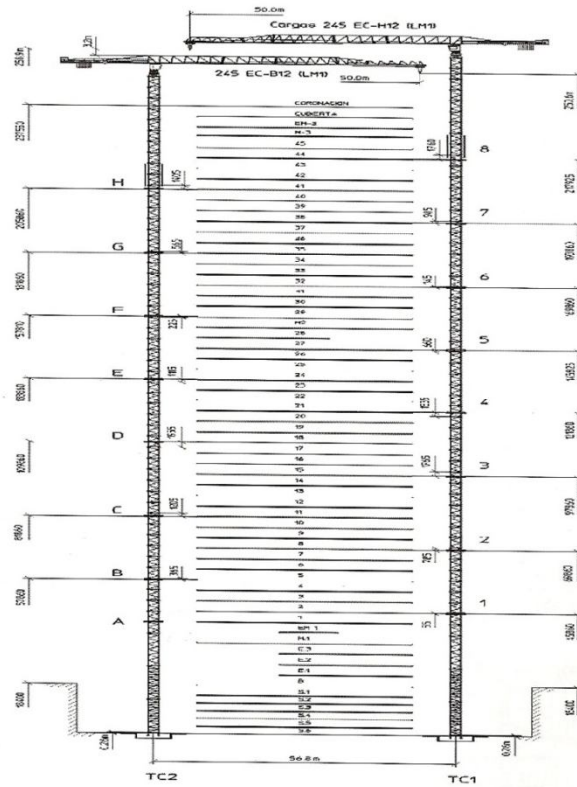


Figura 9.11 – Montagem de grua. Final (fase 6) (Manitowoc, 2010)

9.4.2. Marcos de ligação

É o sistema que “abraça” à estrutura de torre da grua e de onde saem as barras metálicas que transmitem os esforços ao edifício. Estes esforços, calculados pelo fabricante da grua, devem ser verificados para a obra de maneira a conferir a sua capacidade ou, caso seja necessário, reforçar a zona de ligação no edifício.

Nas Figuras 9.12 a 9.15 indicam-se diferentes esquemas de ligação no edifício, com três e quatro barras e duas, três e quatro ancoragens. Na Figura 9.16 mostra-se uma aplicação com três barras e dois pontos de ancoragem.

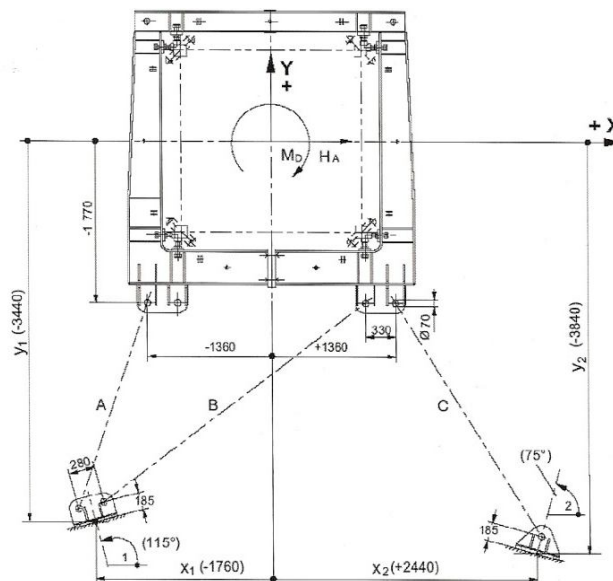


Figura 9.12 – Ligação com 3 barras e 2 ancoragens (Manitowoc, 2010)

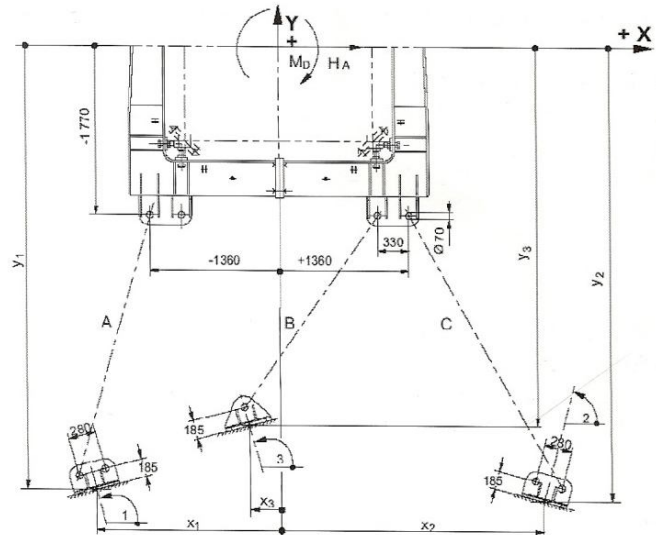


Figura 9.13 – Ligação com 3 barras e 3 ancoragens (Manitowoc, 2010)

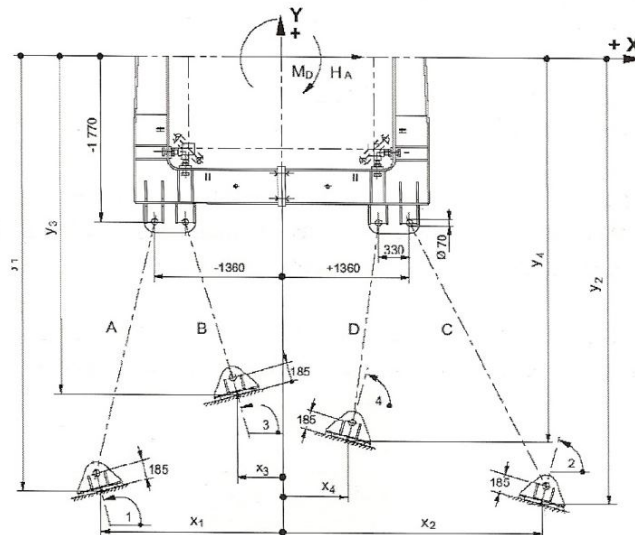


Figura 9.14 – Ligação com 4 barras e 4 ancoragens (Manitowoc, 2010)

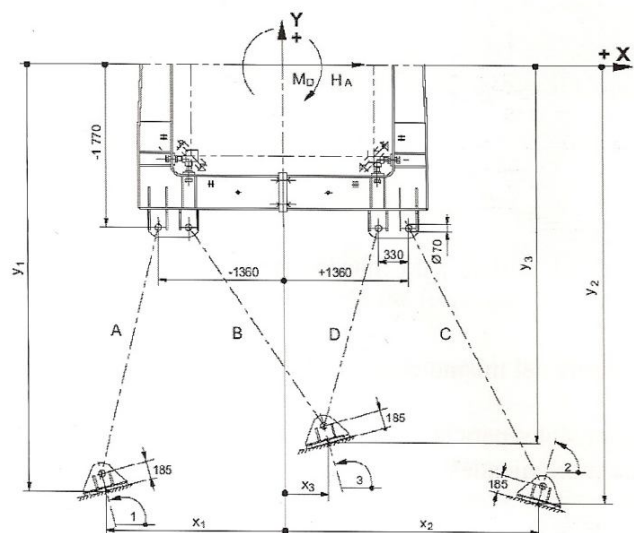


Figura 9.15 – Ligação com 4 barras e 3 ancoragens (Manitowoc, 2010)

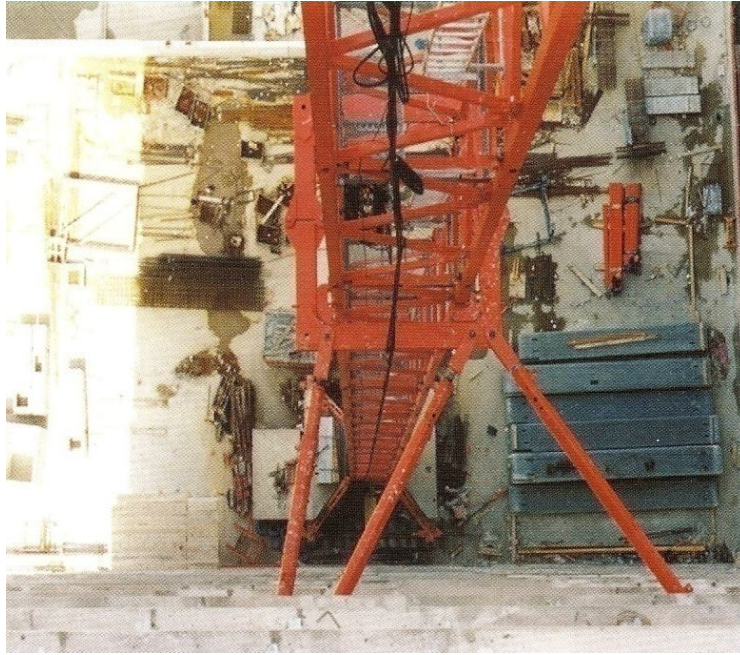


Figura 9.16 – Ligação com 3 barras (Liebherr, 2010)

9.4.3. Ancoragens no edifício

São as ancoragens preparadas na estrutura do edifício para fixar as barras que transmitem os esforços. Podem montar-se à laje do piso, à frente do mesmo ou aos pilares (Figura 9.17).

O fabricante da grua indicará as zonas admissíveis para a colocação do marco na torre da grua. Normalmente, é no nó das diagonais ou nas suas proximidades (Liebherr, 2010); caso contrário, pode ser necessário reforçar a estrutura de torre.

É necessário ter presente que a parte da fachada ocupada pelas ancoragens fica sem ser terminada até à desmontagem da grua.



Figura 9.17 – Ligação ao edifício (Liebherr, 2010)

9.4.4. Sistema de telescopagem

Existem basicamente dois tipos de telescopagem ou trepagem: interior e exterior. A descrição de cada um desenvolve-se de seguida.

9.4.4.1. Telescopagem interior

Este tipo de telescopagem utiliza-se, principalmente, quando a secção dos tramos da máquina é grande (maior do que 4m). Além disso, permite minimizar a resistência ao vento da máquina e, portanto, permite esta operação com ventos fortes (Manitowoc, 2010).

A “coulisse”, que é a parte que suporta o pivô e a parte giratória da máquina, tem uma secção inferior à dos tramos da torre permitindo, assim, a telescopagem.

Durante as operações de telescopagem a parte giratória da máquina deve estar equilibrada, segundo indicações do fabricante (Figura 9.18).



Figura 9.18 – Detalhe de telescopagem interior (Manitowoc, 2010)

As fases da telescopagem podem resumir-se em cinco partes (Manitowoc, 2010):

- a) Eleva-se a “gaiola” de telescopagem para deixar espaço ao novo tramo.
- b) Elevam-se as duas metades do tramo.
- c) Colocam-se as duas metades sobre o último tramo procedendo-se ao aperto das mesmas e à ligação com o último tramo.
- d) Baixa-se a “gaiola” de telescopagem até ao perfeito acoplamento com o último tramo recém-colocado.
- e) Eleva-se a “coulisse”.

9.4.4.2. Telescopagem exterior

Este tipo de telescopagem realiza-se através um sistema formado por uma torre exterior (torre de montagem) que, unida à parte giratória da grua, vai trepando sobre a estrutura de torre mediante um equipamento hidráulico (Figura 9.19). Desta forma abre-se um espaço livre no extremo superior da torre no qual se vão colocando tramos de torre monobloco.

Para poder realizar esta operação de telescopagem e a operação inversa no final da obra, é necessário ter em conta na primeira montagem a posição da torre relativamente ao edifício.



Figura 9.19 – Operação de telescopagem exterior (Liebherr, 2010)

As fases de telescopagem são as seguintes (Figura 9.20) (Liebherr, 2010):

- a) Elevar a parte giratória da grua abrindo um espaço na torre para poder colocar um novo tramo.
- b) Colocar um novo tramo de torre na parte superior da mesma.
- c) Fixar o novo tramo e repetir a operação.

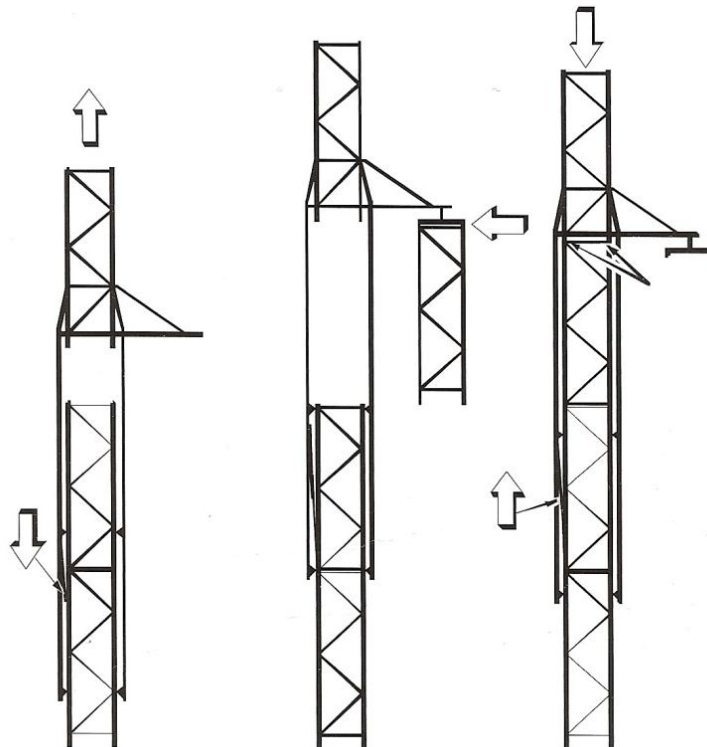


Figura 9.20 – Fases de telescopagem exterior (Liebherr, 2010)

9.4.5. Desmontagem

Antes da instalação da grua, deve estudar-se com especial cuidado a desmontagem da máquina.

Dadas as importantes alturas das gruas, deve descartar-se a possibilidade de desmontagem com meios auxiliares externos (gruas móveis), pelo que a máquina deve desmontar-se pelos seus próprios meios seguindo o processo inverso à telescopagem até uma altura em que se possa realizar mediante a utilização de gruas móveis. Na maioria dos casos, esta desmontagem só se pode realizar numa determinada posição e, por isso, é necessário realizar a montagem da torre numa posição que permita depois realizar a desmontagem.

Estas operações de telescopagem e inversa são necessariamente realizadas com um vento inferior a um valor máximo que é determinado pelo fabricante.

9.5. GRUAS TREPANTES DENTRO DO EDIFÍCIO

Estas gruas são de uma altura de torre normal, igual ou menor à altura auto-estável da montagem inicial. A estrutura de torre está preparada para ir trepando dentro do edifício mediante um equipamento hidráulico, apoiando-se nas escadas e nos marcos ou pontos de trepagem (Figura 9.21).



Figura 9.21 – Gruas trepantes dentro de um edifício (Liebherr, 2010)

9.5.1. Montagem inicial e fases de trepagem

A primeira montagem realiza-se à altura auto-estável definida (etapa 1). As sucessivas trepagens realizam-se mediante a ajuda de três marcos de trepagem que se apoiam em três pisos do edifício.

Em serviço a grua está suportada por dois marcos: o superior que recebe os esforços horizontais devidos aos momentos e o inferior que recebe os esforços horizontais e os esforços verticais.

As etapas que se produzem na trepagem reflectem-se nos esquemas das Figuras 9.22 e 9.23, sendo a sua descrição a seguinte (Liebherr, 2010):

- Etapa 1: grua encastrada, montada à sua altura inicial auto-estável. Estão incluídos os tramos especiais “B” e “D” e o sistema hidráulico de trepagem.
- Etapa 2: o edifício cresce e coloca-se o primeiro marco de trepagem, apoiado num dos pisos do edifício.
- Etapa 3: quando é construído o piso em que se deve apoiar o segundo marco de trepagem, coloca-se este assim como a escada de trepagem.
- Etapa 4 e 5: coloca-se um terceiro marco de trepagem. Remove-se o encastramento na base da grua e inicia-se a trepagem. A grua fica apoiada na base pelos suportes que absorvem os esforços verticais. As forças horizontais produzidas pelos momentos são absorvidas pelos marcos de trepagem superiores.
- Etapa 6: realiza-se outra trepagem similar às etapas 4 e 5. Desmonta-se o marco de trepagem inferior que servirá para a trepagem seguinte.

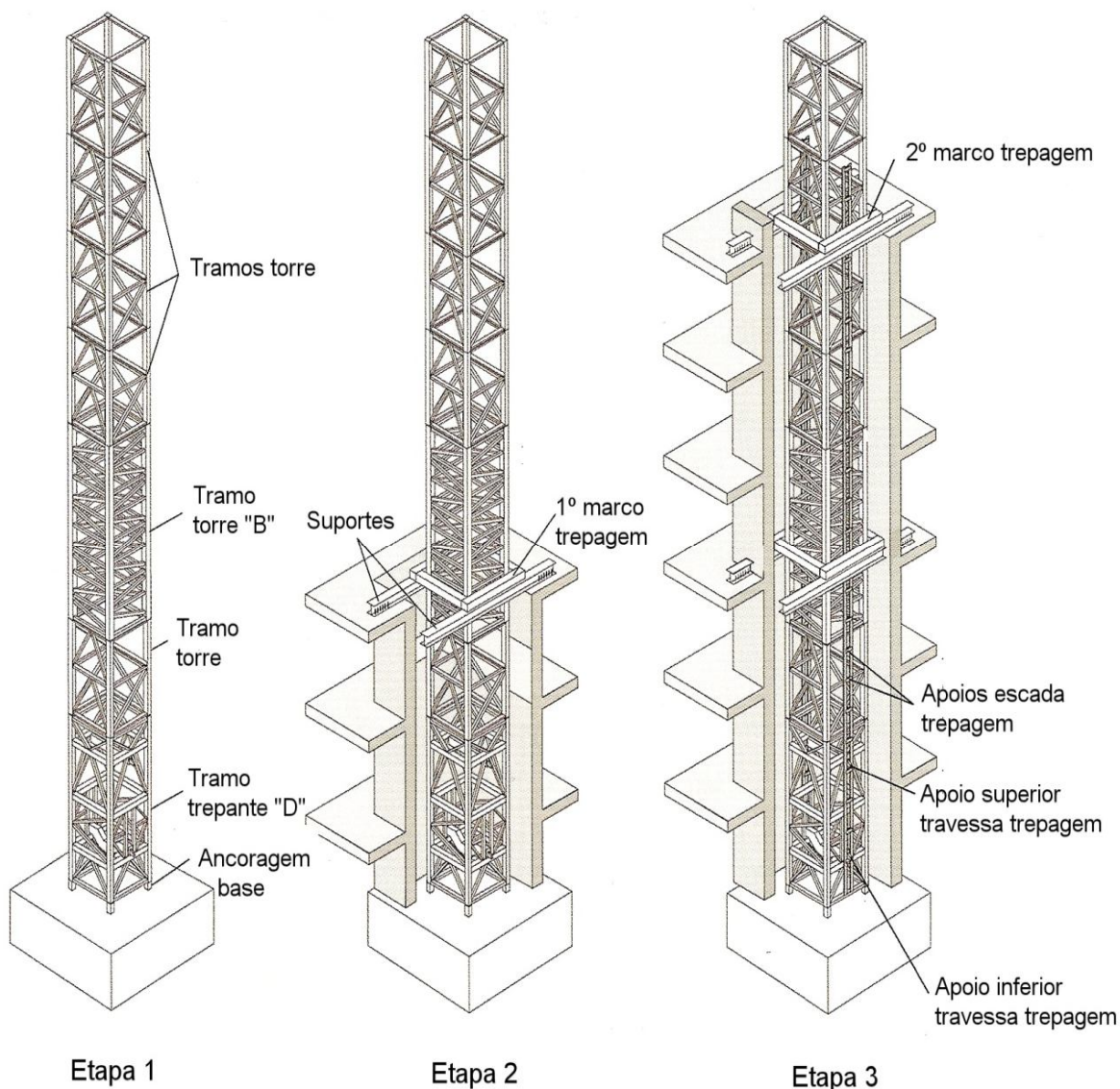


Figura 9.22 – Fases de trepagem (I) (Liebherr, 2010)

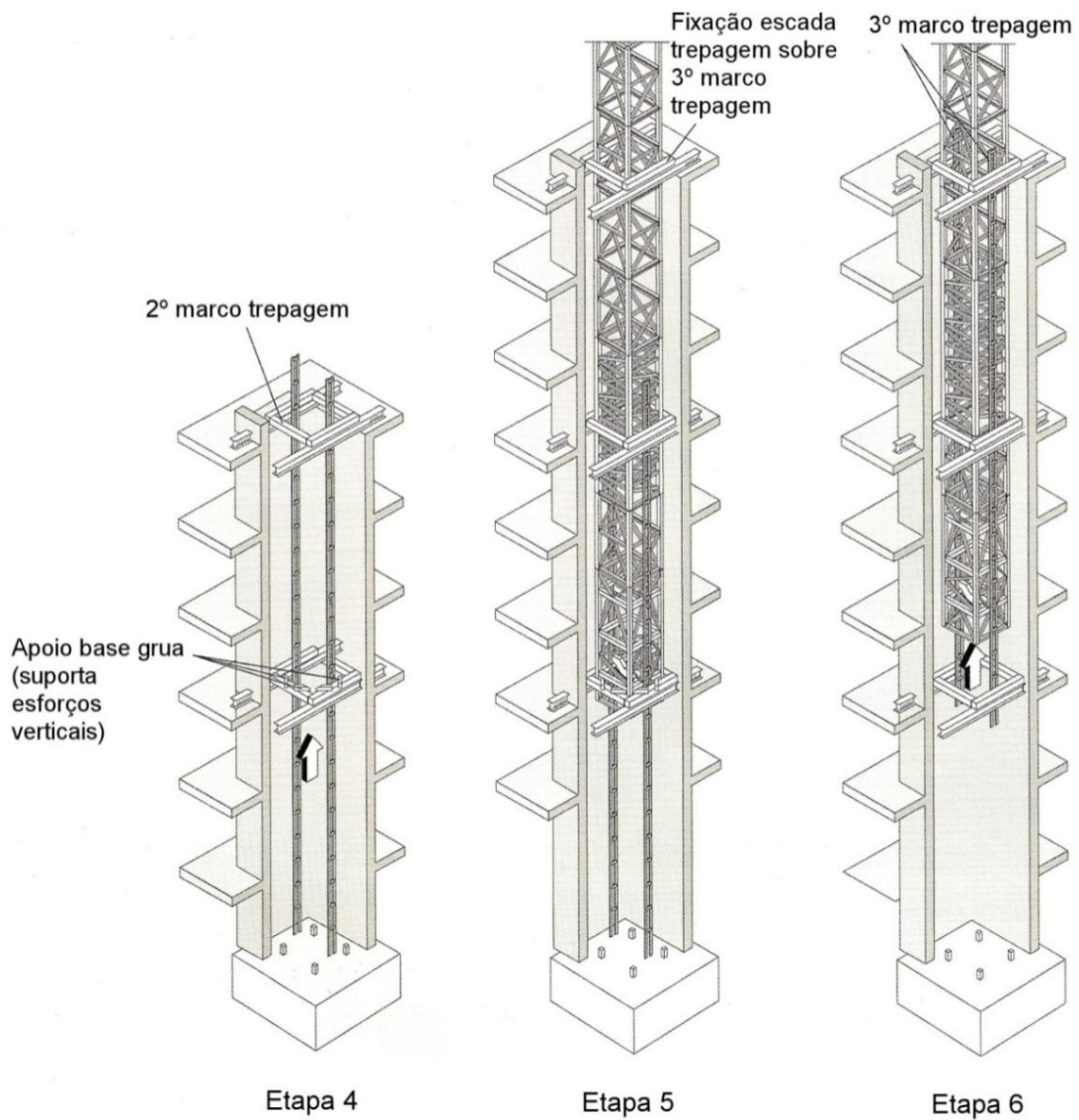


Figura 9.23 – Fases de trepagem (Liebherr, 2010)

9.5.2. Detalhes

Nas Figuras 9.24 a 9.27 mostram-se os componentes principais: marcos, apoios tipo, sistema hidráulico e apoio em escada.

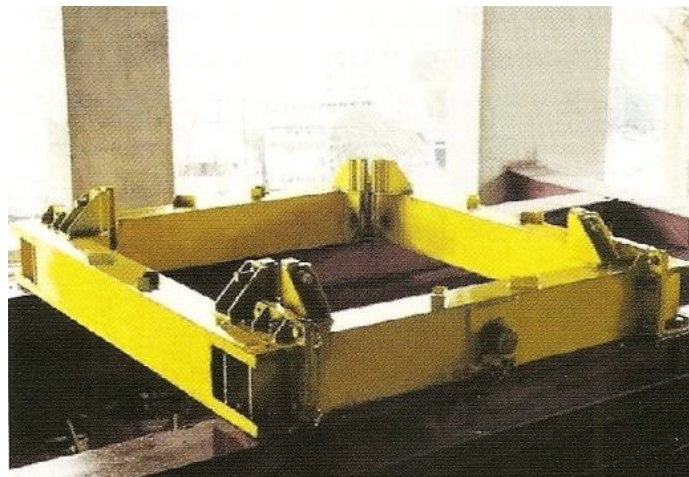


Figura 9.24 – Marco inferior (Liebherr, 2010)



Figura 9.25 – Marco inferior com apoios inferiores (Liebherr, 2010)



Figura 9.26 – Sistema hidráulico com travessa de trepagem (Liebherr, 2010)

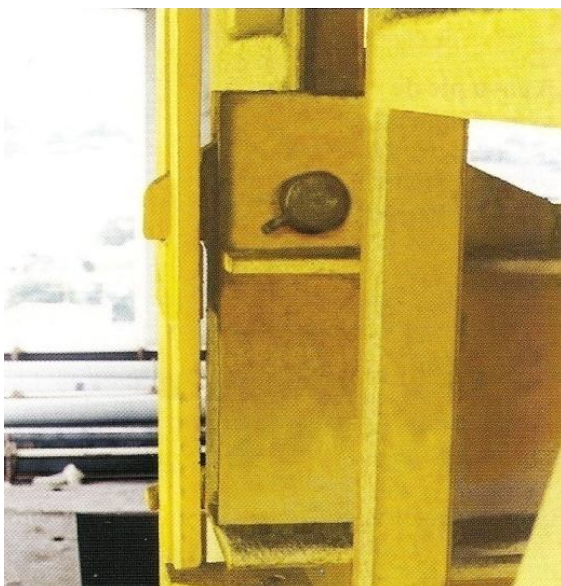


Figura 9.27 – Travessa de trepagem apoiada na escada (Liebherr, 2010)

9.5.3. Esforços

O fabricante da grua fornecerá os esforços que são transmitidos ao edifício através dos marcos de trepagem. Estes esforços devem ser tidos em conta no projecto para cada fase de trepagem.

9.5.4. Desmontagem

Uma fase importante, que deve ter-se em conta no estudo inicial, é a desmontagem. Esta depende das condições da obra e dos meios auxiliares.

9.5.4.1. Desmontagem com grua torre exterior

Esta é melhor solução caso se disponha de uma grua exterior ligada ao edifício trabalhando juntamente com as gruas trepantes. Esta grua encarrega-se da desmontagem das gruas trepantes.

9.5.4.2. Desmontagem com meios auxiliares

Se apenas se conta com gruas trepantes dentro do edifício, a operação complica-se na desmontagem da última grua. Neste caso, a grua baixa-se até o braço giratório ficar ao nível do último piso. Nesta posição desmonta-se a lança e a contra-lança, que se colocam sobre este piso. De seguida, podem realizar-se os seguintes processos (Liebherr, 2010):

Desmontagem com grua Derrick

Esta é uma grua especializada para estes trabalhos. Cada módulo desmontável desta grua está pensado de maneira a que, pelo seu peso e dimensões, possa subir facilmente ao último piso.

Uma vez situada no último piso realiza-se a montagem da grua Derrick (Figura 9.28), que é utilizada para a desmontagem da grua trepante. Esta grua já está concebida para a manobra de grandes cargas e para trabalho a grandes alturas.



Figura 9.28 – Grua Derrick (Liebherr, 2010)

Desmontagem com guinchos auxiliares

Se não se dispõe da grua Derrick a desmontagem complica-se, devendo utilizar-se guinchos e cabrestantes especiais para a operação. Estes dispositivos, ao não estarem preparados para o efeito, não têm a capacidade de carga necessária, obrigando a realizar a desmontagem da grua trepante em partes mais pequenas.

Desmontagem com helicóptero

Toda a estrutura de torre e a “cabeça” descem pela abertura do edifício de forma inversa à trepagem. Assim, os módulos de torre são retirados pelos pisos inferiores.

A parte giratória desmonta-se sobre o último piso e os elementos são descidos por helicóptero (Figura 9.29).

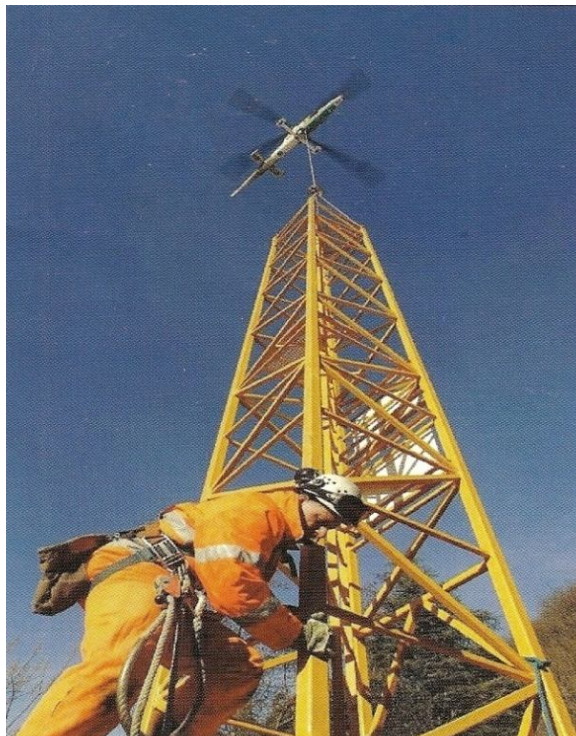


Figura 9.29 – Desmontagem por helicóptero (Liebherr, 2010)

9.6. SISTEMAS DE SEGURANÇA

As gruas torre podem ser equipadas com sofisticados dispositivos de segurança activa assim como de informação e aviso ao operador, que neste tipo de gruas, pelas suas peculiares características, é importante considerar.

Mediante um monitor electrónico na cabina (Figuras 9.30 e 9.31), o operador tem a informação e o controlo em tempo real de todos os dados da máquina. No monitor mostram-se os seguintes parâmetros (Liebherr, 2010):

- Carga manobrada.
- Alcance.
- Altura sob o gancho.
- Momento.
- Ângulo de giração.
- Posição do carro distribuidor.
- Velocidade do vento.

Toda esta informação recolhida da grua pode ser tratada e podem ser fixadas condições de limitação, actuação ou restrição para assegurar a não invasão de zonas de conflito, fornecendo assim ao operador uma segurança passiva que de outra forma, por falta de visibilidade ou outras causas, não poderia controlar.

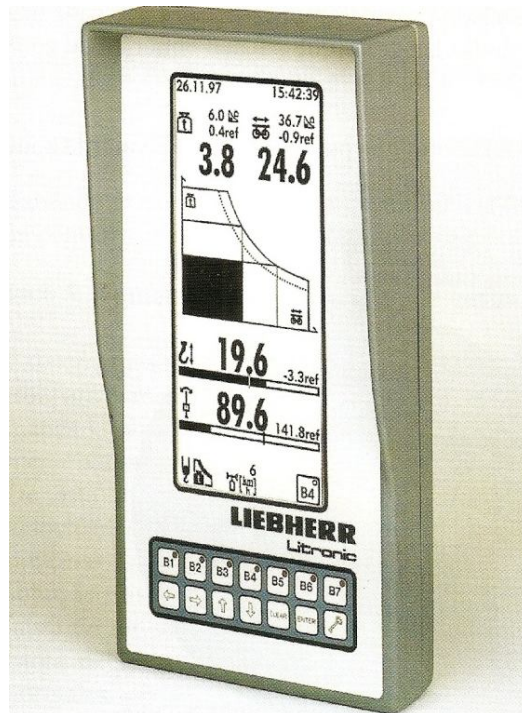


Figura 9.30 – Monitor de grua (Liebherr, 2010)

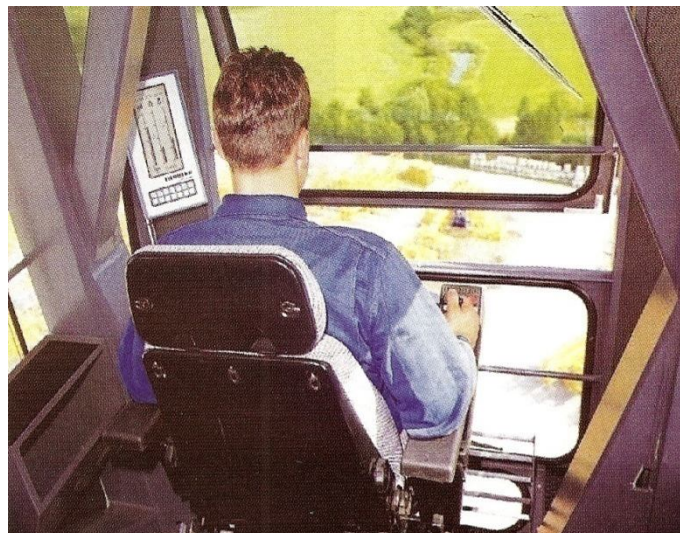


Figura 9.31 – Cabina de grua com monitor (Liebherr, 2010)

9.6.1. Anemómetro

De acordo com a actual normativa de guas é obrigatória a instalação em todas as guas torre. Indica permanentemente a velocidade do vento e, com base neste dado, podem dar-se instruções, tanto de aviso ao operador e à obra como de actuação sobre as manobras da máquina.

9.6.2. Anti-colisão

Este sistema consiste num emissor e num receptor instalado em cada grua de maneira que cada uma delas controle permanentemente a localização de todas as guas que podem entrar na sua zona de

acção (Figura 9.32). Desta maneira, impede-se a cada grua qualquer movimento que possa levar a invadir a zona onde, eventualmente, já se encontra outra grua.

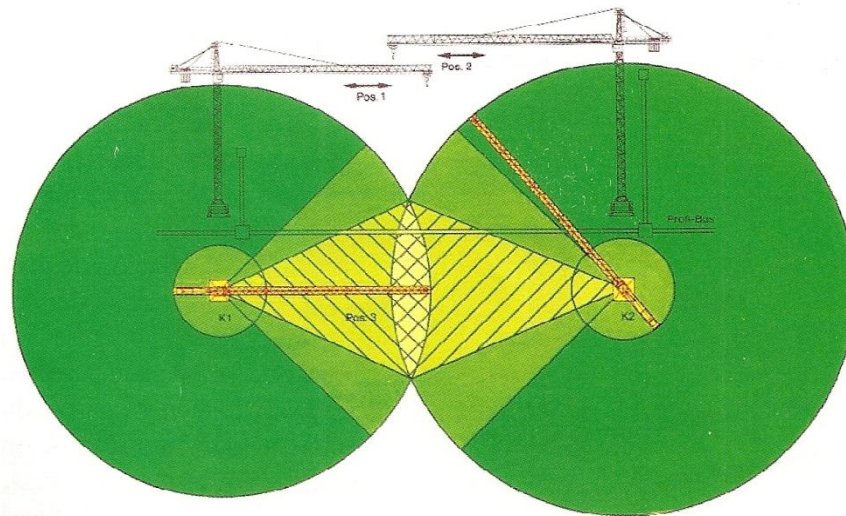


Figura 9.32 – Sistema anti-colisão (Liebherr, 2010)

9.6.3. Restrição da área de trabalho

Dentro da área de trabalho de cada grua pode parametrizar-se qualquer sector, independentemente da forma geométrica, de maneira a que se impeça a entrada da carga na zona seleccionada. Na Figura 9.23 podem ver-se alguns exemplos.

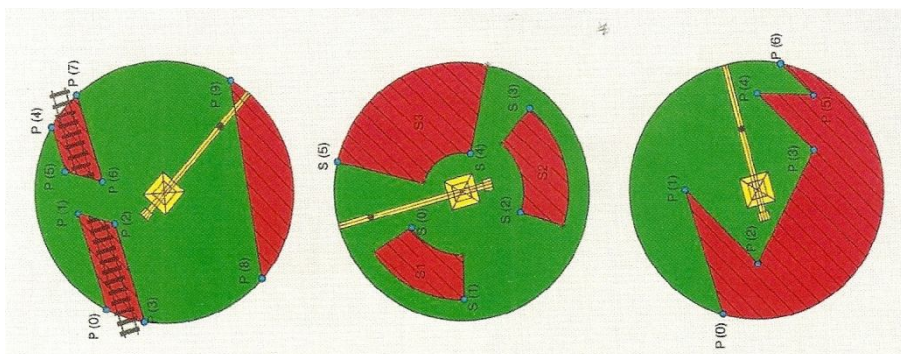


Figura 9.33 – Restrição da área de trabalho (Liebherr, 2010)

9.6.4. Registo e transmissão de dados

É possível o registo permanente de todos os dados da máquina para a sua análise posterior. Os mais significativos são os seguintes (Liebherr, 2010):

- Tempo de utilização da grua.
- Tempo de utilização de cada mecanismo.
- Valores das cargas manobradas com cada mecanismo.
- Valores dos momentos de carga.
- Sobrecargas.
- Avisos de manutenção, avarias, sobrecargas, etc. comunicados ao operador
- Velocidade do vento.
- Aviso de avarias, com indicação da origem das mesmas.

Também existe a possibilidade de receber via MODEM todos estes dados em qualquer lugar para o seu controlo em tempo real.

9.6.5. Aumento da capacidade de carga

Existem gruas dotadas de um controlo para aumentar de forma automática a capacidade de carga somente reduzindo a velocidade da máquina que, por sua vez, diminui os impactos dinâmicos sobre a mesma. Assim, aumenta-se até 20% a capacidade de carga da grua em condições normais (Liebherr, 2010).

Na Figura 9.34 pode observar-se o incremento em capacidade de carga que se pode conseguir numa grua equipada com o sistema indicado, representando a linha contínua o funcionamento “standard” (curva LM1) e a linha descontinua o aumento (curva LM2).

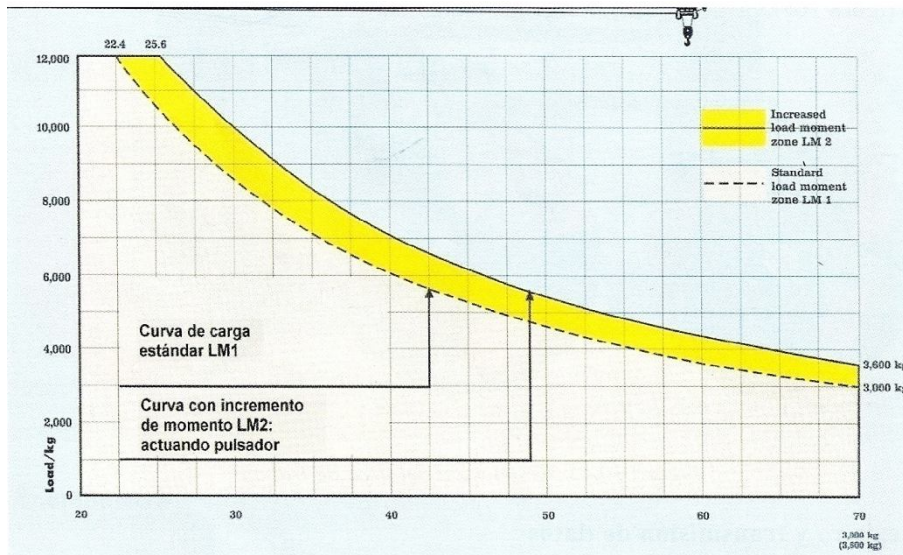


Figura 9.34 – Incremento da capacidade de carga (Liebherr, 2010)

10.INTER-RELAÇÃO DA ESTRUTURA COM OUTROS ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS

10.1. INTRODUÇÃO

Os elementos que compõe um edifício alto – de arquitectura, estrutura e instalações – apresentam sem dúvida características técnicas muito singulares que são frequentemente pouco flexíveis, o que dificulta eventuais modificações ou adaptações. Mas, ao mesmo tempo, o conceito de construção eficiente vai ligado à essência destes edifícios pelo facto de que são eles que permitem o aparecimento de muito espaço útil de qualidade numa pequena superfície de terreno.

Assim, num edifício em altura, mais do que em qualquer outra construção, as três disciplinas (arquitectura, estrutura e instalações) devem estar perfeitamente coordenadas para que os problemas que naturalmente surjam sejam eficazmente resolvidos e não acrescentem grandes dificuldades à manutenção e exploração nem custos adicionais à construção do edifício além do previsto.

Neste capítulo analisam-se algumas destas inter-relações desde o ponto de vista da engenharia estrutural, mas procurando sempre considerar soluções adequadas não só para esta disciplina em concreto mas para o edifício em si.

10.2. INTER-RELAÇÃO ENTRE ESTRUTURA E INSTALAÇÕES

10.2.1. Inter-relação na vertical. Pisos técnicos

O projecto de instalações de um edifício alto tem de enfrentar dois problemas básicos (Hermoso, 2005):

- Efeito pirâmide. Todas as instalações que servem um piso têm, em princípio, de passar pelo piso imediatamente inferior, o que implica, por acumulação, que no piso térreo do edifício devem alojar-se todas as condutas de água, luz, etc. O problema surge de maneira imediata a partir do momento em que a superfície dos primeiros pisos é similar à dos restantes.
- Diferença de cotas entre o topo do edifício e o piso térreo, que se traduz em excessivas pressões nos circuitos hidráulicos nos primeiros pisos, na dificuldade de subir equipamentos pesados durante a manutenção do edifício e nas enormes secções resultantes em condutas de ar ou redes eléctricas.

O efeito pirâmide e as pressões nos sistemas hidráulicos reduzem-se dispondo reservatórios que cortem a pressão em vários pisos intermédios. A água é bombada desde cada reservatório até ao superior seguinte, situado à distância de dezenas de pisos, ao mesmo tempo que, por gravidade, os pisos inferiores são alimentados, embora seja necessário dispor de válvulas redutoras de pressão para não danificar as condutas. Desta maneira, as prestações exigidas ao sistema são as equivalentes a um edifício de menor altura, precisamente as que correspondem entre reservatórios (Figura 10.1).

No sistema eléctrico a tendência é introduzir a energia em média tensão até vários centros de transformação intermédios que distribuem aos quadros eléctricos dos pisos superiores e inferiores, já em baixa tensão, cujo consumo alimentam.

O intercâmbio de ar para ventilação e climatização é menos problemático dado que, no pior dos casos, a entrada e extracção de ar se concentra em alguns pontos da fachada, sendo cada vez mais habitual fazê-lo piso a piso (Hermoso, 2005). Deste modo, os níveis mais baixos não são tão afectados.

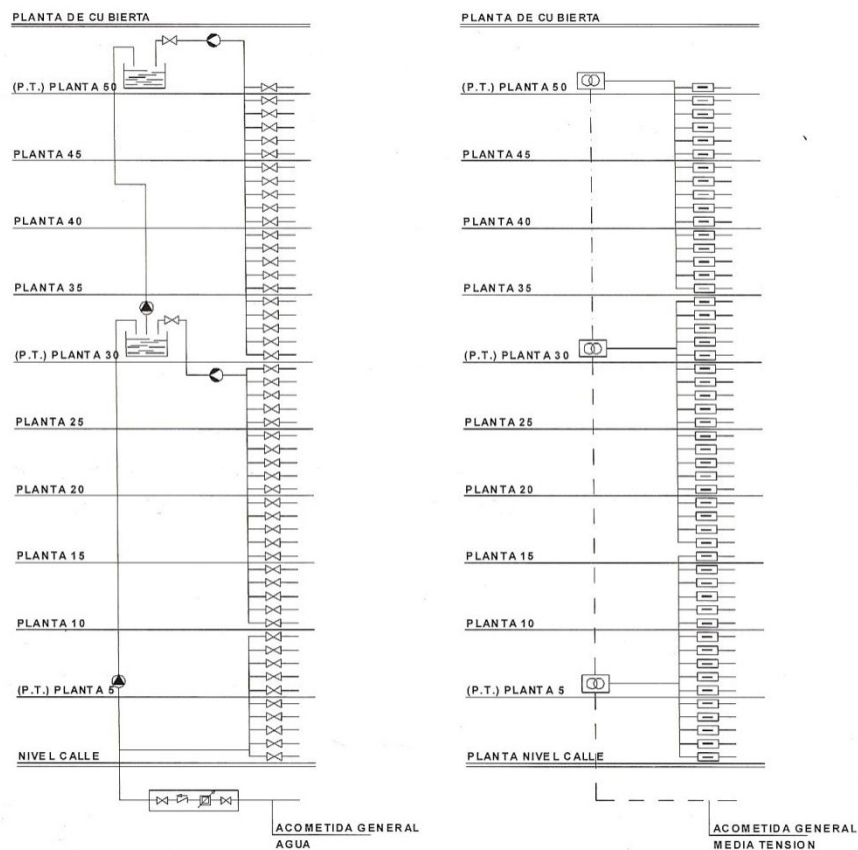


Figura 10.1 – Esquema geral de instalações de água e electricidade (Wells, 2005)

A correcta integração da maquinaria pesada no edifício exige a criação de pisos técnicos, nos quais se encontram (Taranath, 1998):

- Reservatórios de água sanitária.
- Reservatórios de pressurização de “sprinklers”⁵.
- Bombas e válvulas.
- Transformadores.
- Grupos electrogéneos.
- Quadros e contadores.

À estrutura portante de um piso técnico exige-se (Taranath, 1998):

- Elevada capacidade portante: até 6kN/m^2 de carga adicional.
- Elevada estabilidade ao fogo.
- Isolamento acústico e de vibrações.

As lajes de betão armado e pré-esforçado respondem muito bem à exigência colocada, com ligeiros aumentos da espessura e quantidade de armadura, enquanto as lajes metálicas são muito mais sensíveis a todos estes parâmetros. Como consequência, as lajes de betão têm espessuras muito potentes (20cm ou maiores) que obrigam, por exemplo, numa laje colaborante, a escorar a chapa durante a construção. Muito frequentemente, em edifícios de estrutura metálica, a tipologia estrutural geral da laje varia nos pisos técnicos para satisfazer as exigências de utilização; é ainda frequente que o tempo de execução destes pisos seja superior ao do piso tipo.

O desenvolvimento vertical dos pisos técnicos é o resultado do compromisso entre a arquitectura, as instalações e a estrutura, já que para cada uma das disciplinas a posição óptima é diferente.

⁵ Sistema automático de extinção de incêndios.

Instalações

Os pisos técnicos devem situar-se nos pontos de maior consumo de ar, energia e água. Desta maneira consegue otimizar-se as redes de condutas.

Arquitectura

Os pisos técnicos costumam ter impacto na configuração da fachada, sobretudo nos casos em que nela se concentram os sistemas de entrada e extracção de ar para ventilação e climatização. Quando isto ocorre, a faixa da fachada destes pisos recebe um tratamento visual diferenciado que se deve integrar adequadamente no conceito formal do edifício, o que implica que uns níveis sejam mais adequados do que outros.

Estrutura

Algumas tipologias estruturais destes edifícios requerem grandes vigas de rigidez (“outrigger”) para melhorar o comportamento do núcleo central e para reduzir a deformação por corte em estruturas tipo tubo. Os pisos técnicos são a localização natural para estas grandes vigas, dado que as suas extraordinárias dimensões geram interferências não compatíveis em pisos com outra função. A localização óptima teórica para estas vigas está a cerca de 3/4 da altura total (Taranath, 1998). Outras posições em altura são possíveis mas reduzem a eficácia das vigas ou aumentam o seu custo para obter a mesma eficácia.

Assim, os pisos técnicos localizam-se frequentemente nos primeiros níveis sobre os átrios de entrada e nos pisos mais altos do edifício. Nos casos em que é necessário mais um piso técnico (entre os 200m e os 250m de altura), este costuma situar-se a metade da altura do edifício. Quando são necessários mais dois pisos técnicos intermédios (entre 250m e 350m de altura), costumam dispor-se de maneira a que o edifício fique dividido em três partes aproximadamente iguais (Taranath, 1998).

Na Tabela 10.1 indicam-se os pisos técnicos de alguns edifícios altos em Espanha (Hermoso, 2005).

Edifício	Altura (m)	Nº pisos	Pisos técnicos	Vigas de rigidez
Torre Caja Madrid	250	52	5-6, 18-19, 32-33, 50-51	nos pisos técnicos
Torre de Cristal	250	50	2, 31, 40-50	não
Torre Sacyr-Vallehermoso	236	58	4-5, 32-33, 51-52-53-54	último nível
Torre Espacio	235	54	4-5, 35-36, 53-54	35-36
Torre Iberdrola	165	40	2, 36-37-38	não
Torre Picasso	157	47	cave-5, 45-46	não
Torre Mapfre	157	43	4, 23, 40-41-42	não
Torre Agbar	142	37	7, 17, 27	não

Tabela 10.1 – Pisos técnicos de edifícios altos em Espanha

10.2.2. Inter-relação com o núcleo de rigidez

O desenvolvimento vertical das instalações passa pelo centro do edifício, não só por uma questão de organização em planta e facilidade de instalação dos próprios sistemas mas também para aproveitar espaços interiores menos adequados a outras funções. É portanto necessário efectuar as aberturas necessárias nos muros do núcleo para dar passagem ao caudal de instalações que servem cada piso. Devido às grandes espessuras habituais dos muros e à elevada quantidade de armadura, a execução destas aberturas é particularmente difícil.

Os tipos de abertura que aparecem com mais frequência são os seguintes (Figura 10.2) (Cruz, 2009):

- Aberturas de acesso de pessoas ao núcleo. São aberturas que têm vários metros quadrados de superfície, com uma altura de 2,50m ou mais sem atingir a laje superior, e uma largura igual à abertura das portas dos elevadores. Materializam-se mediante cofragem de madeira

fixa à cofragem geral do núcleo, reforçando ombreiras e lintéis com “costelas” horizontais e verticais para suportar a pressão do betão fresco durante a execução.

- Aberturas em tecto falso. Predomina a dimensão longitudinal, já que não têm mais de 50cm de altura. Costumam executar-se mediante blocos de poliestireno expandido atados à armadura geral do núcleo. O comprimento destas aberturas deve limitar-se em projecto para evitar debilitar o núcleo e facilitar a construção (evita-se a execução sempre trabalhosa de lintéis).
- Aberturas em chão falso. A maioria das instalações do chão falso deve introduzir-se através de simples aberturas de tamanho menor para não afectarem a rigidez do núcleo.

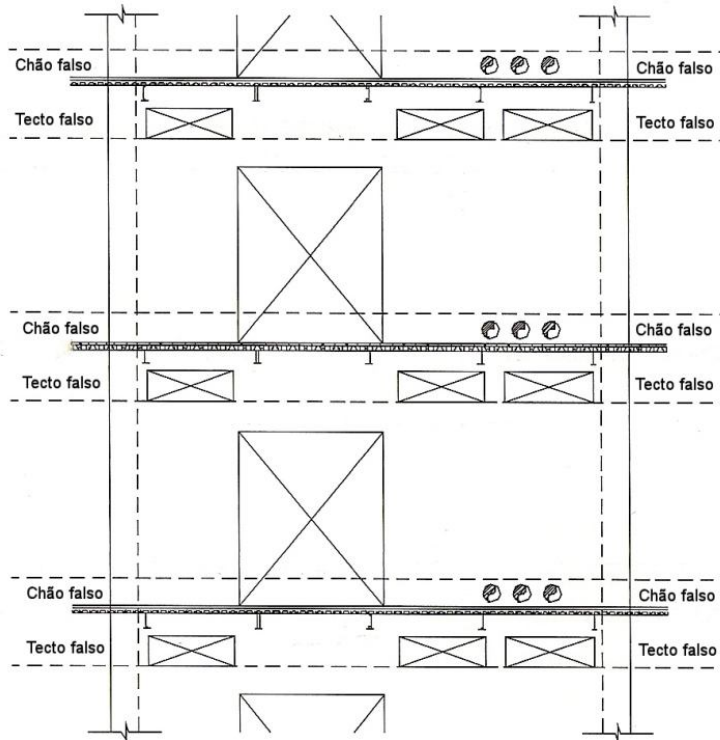


Figura 10.2 – Aberturas no núcleo central (Cruz, 2009)

10.2.3. Inter-relação em planta

Uma vez atravessado o núcleo central, as instalações devem cobrir toda a superfície do piso útil. As que passam pelo chão falso não costumam afectar a estrutura, salvo em casos atípicos de vigas levantadas, e as que se distribuem pelo tecto falso têm pouco impacto nas lajes de betão. No entanto, no caso de lajes metálicas, a relação entre estruturas e instalações deve ser estudada em detalhe.

O projecto das instalações inclui sempre um traçado perpendicular à fachada e outro paralelo, algo similar à disposição das vigas metálicas. Na Figura 10.3 mostra-se o caso frequente em que as instalações mais volumosas, as de climatização, têm um traçado paralelo à fachada enquanto as vigas principais da laje estão dispostas na direcção perpendicular.

A solução a) consiste em executar as vigas com a menor altura possível com o objectivo de dar grande liberdade à passagem das instalações.

Na solução b) as vigas consomem toda a espessura disponível no tecto falso, reduzindo a sua espessura unicamente nas proximidades da fachada. As instalações saem do núcleo central para o perímetro entre vigas e, uma vez junto à fachada, rodam para seguir um traçado paralelo a esta. Esta solução consome menos aço do que a anterior mas perde-se flexibilidade na execução do traçado das instalações.

A solução c) dá grande liberdade ao traçado das instalações em planta e também aproveita todo o espaço disponível no tecto falso, com a conseqüente redução de consumo de aço, mas a elaboração das vigas é mais trabalhosa.

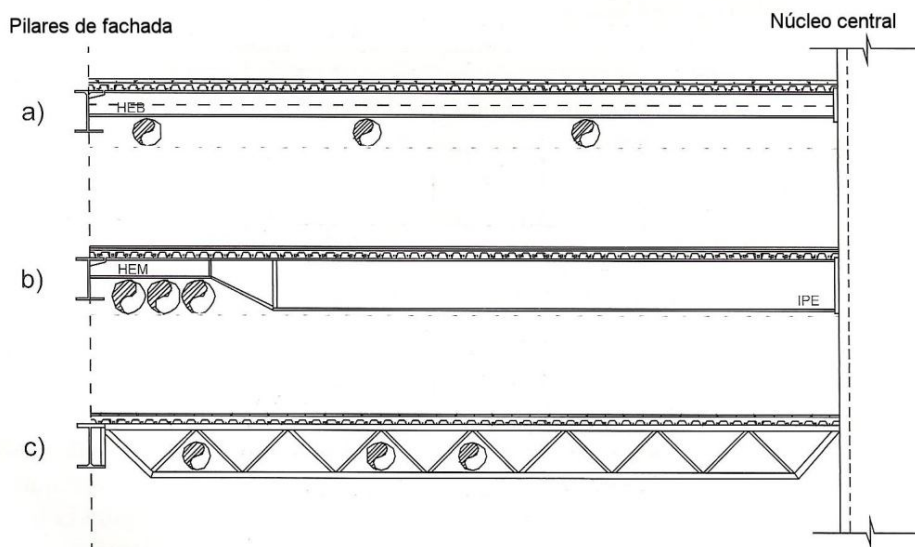


Figura 10.3 – Relação entre vigas metálicas e instalações (Cruz, 2009)

10.3. INTER-RELAÇÃO ENTRE FACHADA E ESTRUTURA

Não existe nenhuma classe de “envelope” (“pele” do edifício) que seja exclusiva dos edifícios altos. Para a selecção da fachada dispõe-se de todo o espectro que o estado da técnica oferece.

É a estrutura do edifício que tem implícita na sua configuração a dimensão, rigidez e resistência necessária para superar as dificuldades mecânicas impostas pela altura. O “envelope” é uma envolvente cuja referência dimensional para todos os aspectos da sua configuração é a altura chão-tecto, que não depende da altura total do edifício. É por isso que não é possível distinguir se um módulo de fachada, visto da rua, pertence a um edifício alto ou convencional.

No entanto, é certo que actualmente todos os edifícios em altura usam como “envelope” o mesmo conceito: fachadas modulares de grande dimensão (Figura 10.4). De pouca espessura e formadas por várias camadas sucessivas, resolvem eficazmente os problemas de “fechar” uma estrutura de grande altura (Eisele; Kloft, 1999):

- Acção do vento. As peças que compõem o “envelope”, ao terem poucos metros quadrados de superfície, devem ser capazes de suportar não as pressões médias do vento (para as quais se calcula a estrutura) mas as pressões de pico, que podem chegar até aos 5kN/m^2 . Assim, para não se penalizar a espessura do “envelope”, recorre-se ao uso de estruturas auxiliares.
- Deformações da estrutura do edifício. Os edifícios em altura sofrem grandes deformações laterais que são transmitidas integralmente ao “envelope”. Portanto, é necessário dotar a fachada das “defesas” necessárias para este inconveniente, projectando ancoragens de grande complexidade técnica que absorvam as deformações e as convertam em admissíveis para o “envelope”.
- Rapidez de execução. O módulo da fachada de um edifício alto costuma ser de grande dimensão, em devida proporção com a altura total do edifício que envolve. Isto é particularmente importante neste tipo de projectos, em que é fundamental minimizar o número de peças a utilizar na montagem do “envelope” por razões de rapidez de execução.

Dentro das fachadas industrializadas de grande dimensão as mais utilizadas como “envelope” são as fachadas cortina e os painéis pré-fabricados de betão. As fachadas cortina proporcionam uma

iluminação natural e uma visibilidade para o exterior muito apreciada em edifícios de escritórios ou de imagem corporativa. Os painéis pré-fabricados impõem-se cada vez mais em edifícios altos para hotéis ou habitação, nos quais a redução da superfície envidraçada poupa energia e custos de limpeza sem renunciar à vista proporcionada pela envolvente.

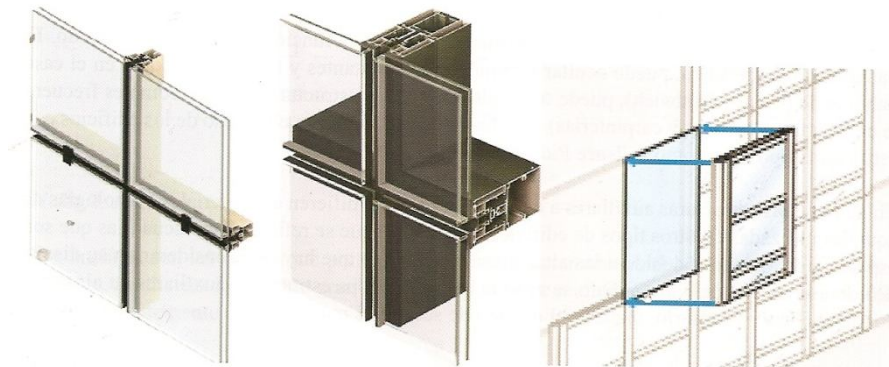


Figura 10.4 – Fachadas modulares de grande dimensão (Eisele; Kloft, 1999)

10.4. INTER-RELAÇÃO ENTRE ELEVADORES E ESTRUTURA

O elevador é, sem dúvida, uma das invenções que impulsionou o caminho para o desenvolvimento da construção em altura nos finais do século XIX, na época do vidro e do aço. Foi na Feira Internacional no Crystal Palace em Nova Iorque (1853) que Elisha Otis apresentou um elevador de passageiros accionado por uma máquina a vapor que ficava imediatamente imóvel em caso de rotura do cabo que suspendia a cabina. No início do século XX introduziu-se o motor eléctrico de tracção, cujo conceito permaneceu, com melhorias, como “standard” até à actualidade. A partir de então, todos os edifícios construídos em Nova Iorque e Chicago estavam já equipados com elevadores de passageiros. A tecnologia dos elevadores foi acompanhando a técnica da construção em altura, desde o Home Insurance Building (1885), com 10 pisos, até ao Empire State Building (1931), com 103 pisos. Neste último foram instalados 58 elevadores que podiam subir a uma velocidade de 6m/s, embora a norma vigente na altura não permitisse superar os 3,5m/s. Essa normativa mudou meses depois, perante a evidência manifestada pelo estado da técnica (Eisele; Kloft, 1999).

Os elevadores que se instalam actualmente em edifícios altos são de alta velocidade – alcançam os 10m/s (no entanto, dois dos elevadores instalados no edifício Taipei 101 atingem a velocidade “record” de 16,8m/s, chamada de ultra velocidade) (Cruz, 2009). A cabina sustenta-se num conjunto de cabos de aço a partir da casa de máquinas em que está instalado o motor. Este é eléctrico, de grande potência e sem redutora mecânica, o que aumenta a sua vida útil. A marcha e frenagem são conseguidas mediante controladores de frequência variável.

A cabina desloca-se por um sistema de guias formado por perfis metálicos que são fixados à estrutura, usualmente no núcleo de betão, mediante fixações ajustáveis (Figura 10.5). Devido à alta velocidade, as guias necessitam de mais pontos de fixação lateral entre lajes. As fixações ajustáveis são peças que unem a estrutura às guias, convertendo as imperfeições centimétricas da construção em tolerâncias milimétricas para o elevador. No entanto, a capacidade de regulação está limitada a 25mm, aproximadamente, segundo as marcas comerciais (Otis, 2010). Diferenças maiores são inadmissíveis e devem reduzir-se com calços.

A tolerância da verticalidade final que requer a caixa do elevador para desenvolver a alta velocidade é realmente pequena e da ordem dos 25mm (isto é, a máxima capacidade de regulação das fixações), o que para um edifício de 250m de altura equivale a $H/10000$ (sendo H a altura do edifício). Esta verticalidade deve conseguir-se tramo a tramo, exigindo em cada trepagem da cofragem uma tolerância de verticalidade de $h/300$ (sendo h a altura entre lajes) e corrigindo os possíveis erros cometidos na anterior betonagem (Otis, 2010).

Uma vez instalado o elevador, este funciona autonomamente elevado pelo motor eléctrico, permanentemente conduzido pelas guias e equilibrado por um contrapeso na casa de máquinas. O sistema assim configurado deve poder absorver os movimentos horizontais impostos pela estrutura, que devem ser um dado conhecido da empresa fornecedora. Deformações horizontais significativas reflectem-se em consequências indesejadas, como o sobre-desgaste de rodas, a redução da velocidade de ascensão ou a activação de mecanismos de paragem de segurança.

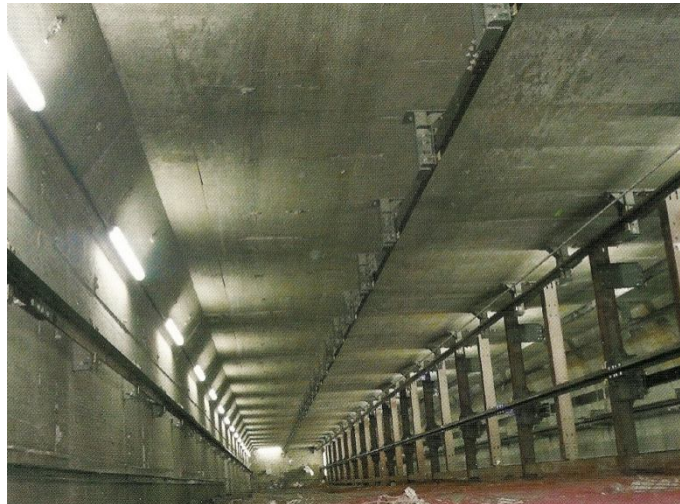


Figura 10.5 – Caixa de elevador de um edifício alto (Eisele; Kloft, 1999)

11. ORGANIZAÇÃO DA OBRA

11.1. INTRODUÇÃO

A execução de um edifício alto apresenta particularidades que o tornam muito diferente de outro tipo de edifícios e construções, sendo todas elas consequência da sua característica principal: a altura.

Todos os componentes da massa do edifício – materiais, estrutura resistente, instalações, etc. –, cuja localização final vai estar a muitos metros de altura, começam por entrar na obra à cota térrea em espera de serem elevados à sua posição. Ao mesmo tempo, as distâncias em planta não são tão relevantes, já que as dimensões máximas destes edifícios são de umas poucas dezenas de metros. É por isto que a construção de um edifício alto é condicionada pelo transporte vertical, pelo que a correcta organização do tráfego vertical é uma das chaves para o êxito ou então, caso contrário, causa de transtornos, obstáculos e atrasos.

O processo construtivo de um edifício em altura tem também algo de repetitivo e previsível, inclusivamente quando a planta do edifício varia com a altura. Isto pode parecer uma impressão derivada da longa duração destas obras mas é uma consequência da esbelteza da construção. O facto da superfície de cada piso ser tão pequena relativamente à altura converte a sua execução numa referência dentro da obra e, portanto, numa medida do progresso da mesma. Surge assim o conceito de ciclo de construção, que deve repetir-se uma e outra vez até à finalização do edifício.

O planeamento da construção de um edifício alto recorda em certa medida uma obra linear. Na Tabela 11.1 mostra-se um planeamento simplificado e aproximado de execução de um edifício com cerca de 200m de altura, indicando o caminho crítico a cor azul. A duração da obra (marcada como 100% do tempo) pode ser aproximadamente 4 anos e nela indicam-se os tempos relativos investidos na execução das principais unidades de obra. Esta figura pode ser facilmente extrapolável a edifícios de mais altura.

Tempo %	20%				40%				60%				80%				100%			
Escavação	■	■	■	■																
Fundação			■	■																
Estrutura contenção					■	■	■	■												
Estrutura torre									■	■	■	■	■	■	■	■				
Fachada													■	■	■	■	■	■	■	■
Alvenaria																	■	■	■	■
Instalações																	■	■	■	■
Acabamentos																	■	■	■	■

Tabela 11.1 – Planeamento da construção de um edifício alto

Com o edifício em construção encontram-se todas as unidades de obra em actividade, desfasadas entre si numa distância temporal adequada. Esta coincidência de actividades tão diferentes entre si (estrutura, fachada, instalações, etc.) é obrigatória para reduzir os prazos de execução, pois de outra maneira iriam estender-se para além do rentável ou razoável. No entanto, ao mesmo tempo, supõe uns volumes de produção mensais extraordinários.

Finalmente, a organização do transporte vertical, a programação do ciclo tipo e a ligação de actividades são três conceitos chave específicos da construção de edifícios altos e que vão ser desenvolvidos em detalhe no presente capítulo.

11.2. MEIOS PARA A CONSTRUÇÃO DE UM EDIFÍCIO ALTO

Os meios de que se dispõe para a construção destes edifícios são, em princípio, similares aos de qualquer outra obra de edificação singular, tendo especial importância todos os meios de elevação de materiais e pessoas. Neste ponto são revistos os mais relevantes referidos no contexto de uma obra de um edifício alto.

11.2.1. Guas torre

Actualmente, os edifícios altos constroem-se com duas ou três guas torre, dependendo da superfície do piso tipo e da velocidade de construção requerida, de maneira a que cada grua torre possa alimentar um ritmo de execução de $2000\text{m}^2/\text{mês}$, aproximadamente (Kwon; Kim, 2004).

O tipo de grua mais utilizado na Europa é o de lança horizontal, já que normalmente a normativa permite sobrevoar as parcelas adjacentes. Em países em que tal não é permitido ou na existência de edifícios altos adjacentes, as guas torre são de lança abatível para poder trabalhar sem interferir nem sair do contorno do edifício.

O dimensionamento final das guas depende do alcance necessário e da carga máxima à ponta. O alcance da grua raramente ultrapassa os 45m. A carga máxima a elevar deve ser estudada cuidadosamente antes do início da obra para evitar a surpresa de ter que mover uma peça mais pesada do que o previsto uma vez montadas as guas. Neste tipo de obras é habitual dispor de guas que possam elevar entre 4 e 8t à ponta (Lakota; Alarcón, 2006).

As guas torre são utilizadas principalmente para a execução dos elementos estruturais (Tabela 11.2), com excepção feita na colocação do betão em obra, que geralmente se faz com bomba e distribuidor, e na cofragem do núcleo central, que ascende de maneira independente mediante um sistema auto-trepante

Estrutura em geral	Estruturas de betão	Estruturas metálicas	Outros elementos
Armadura do núcleo	Armadura de pilares e lajes		Grupos electrogéneos e instalações pesadas
Escadas pré-fabricadas	Cofragem de lajes e pilares	Chapa colaborante	Meios auxiliares (cestas, andaimes, mini-gruas, etc.)
Estruturas singulares (de transição, vigas de rigidez, etc.)	Betonagem de pilares e outros elementos não bombáveis	Vigas de laje	Desmontagem de guas, elevadores, cofragem auto-trepante, etc.
	Estruturas pré-fabricadas	Pilares metálicos	Fachadas pré-fabricadas de betão

Tabela 11.2 – Elementos a elevar mediante guas torre

No entanto, é também possível que a grua se utilize para elevar algum elemento não estrutural, como alguma maquinaria especialmente pesada, a desmontagem de uma grua, a descida do distribuidor de betão, etc. Em qualquer caso, a carga máxima à ponta para a qual têm de se dimensionar as guas deve ser identificada, já que de outra maneira podem gerar-se operações que sem a ajuda da grua torre são de uma dificuldade extraordinária.

A localização das guas é outro parâmetro importante de dimensionamento. Se a parcela o permitir, o mais conveniente é situar as guas fora do piso tipo do edifício, gerando assim a necessidade da ligação da torre sobre a fachada, ficando sempre vários módulos da fachada cortina sem serem terminados até este ser retirado.

Se as guas se situarem no interior do piso tipo o mais adequado é utilizar os núcleos de betão para instalar guas auto-trepantes. Neste caso, ter uma grua exterior ligada ao edifício simplifica muito a operação de desmontagem da grua auto-trepante e permite ir montando os elevadores antes de completar a estrutura, com a tecnologia de “jump-lift”, por exemplo,

O conjunto auto-trepante pode também incorporar uma grua torre que sobe com ele em cada operação de trepagem. Neste caso, tratam-se de guas torre de menor capacidade mas com a vantagem de não gerarem nenhuma interdependência.

Podem também ser montadas guas auto-trepantes no interior do piso tipo, o que implica deixar muitos níveis de laje com aberturas que só são fechadas posteriormente, podendo induzir atrasos em

outras actividades como instalações ou acabamentos. De todas as soluções possíveis esta é a que mais interdependência cria.

As potentes guias típicas destes edifícios também têm raios mínimos de utilização (de até 5m), podendo gerar-se áreas de lajes próximas a estas a que não chega o gancho, o qual deve ser tido em conta para evitar contratempos.

Ao finalizar a estrutura pode-se desmontar alguma das guias torre, a última das quais costuma esperar até completar a execução da fachada ou até à montagem de algum elemento singular especialmente pesado.

A desmontagem final das guias é sempre uma operação muito mais complicada que a montagem. Efectivamente, a instalação das guias costuma ser feita durante a fase de execução da fundação, momento no qual toda a superfície da parcela está livre para o acesso de auto-guias de alta capacidade de carga que tornam relativamente fácil a montagem das guias torre.

Finalmente, a primeira guia desmonta-se mediante sucessivas trepagens em sentido descendente até ao último tramo, requerendo a ajuda de alguma das guias torre que permanece. A última guia a desmontar deve ser uma exterior que se auto-desmonta até ao último tramo, momento em que é necessária uma auto-guia cujo acesso é limitado devido ao espaço estar ocupado pelo edifício, estaleiro, armazéns, parte da urbanização já terminada, etc.

Durante todas as manobras a guia torre a desmontar permanece bloqueada (para evitar a rotação da lança que pode originar impactos contra a fachada recém-constituída), o que acrescenta o risco de solicitações ou movimentos em caso de rajadas de vento ocasionais.

11.2.2. Monta-cargas

Os monta-cargas de obra são o complemento necessário às guias torre. Todo o material que não é elevado pelas guias sobe pelos monta-cargas, o que supõe uma quantidade e variedade importante até ao final da obra (Tabela 11.3)

Fachada	Arquitectura	Instalações
Módulos da fachada cortina	Paredes divisórias	Canalização
Estrutura auxiliar e fixações da fachada	Pavimentos e tectos	Quadros eléctricos
	Isolamentos	Conduitas de ventilação

Tabela 11.3 – Elementos a elevar mediante monta-cargas

Consistem numa cabina que se desloca na vertical com um sistema de cremalheira apoiada num mastro que é exterior ao edifício e ligado ao mesmo (Figura 11.1). Conforme a obra vai ganhando altura, o mastro vai estendendo-se para dar acesso aos novos pisos. É habitual aproveitar cada mastro para duas ou mais cabinas, com o objectivo de minimizar os acessos das portas de embarque e as ligações do mastro sobre outras unidades de obra como, por exemplo, a fachada.

O tamanho dos monta-cargas é muito variável, já que podem ser encomendados à medida. No entanto, as dimensões comerciais costumam ser 1,50x4,00x2,00m (largura x comprimento x altura) (Electroelsa, 2010). Deve ser escolhido de forma a poder entrar nele a maior peça da obra que é, normalmente, o módulo tipo da fachada cortina. Também é necessário um bom desenho da porta e da sua posição (frontal ou lateral) de forma a permitir uma abertura de baixo para cima para aproveitar todo o volume da cabina sem manobras forçadas.

A carga que podem transportar depende do modelo, variando entre 2000 e 4000kg. As velocidades de elevação costumam estar compreendidas entre 1,5m/s e 2,5m/s. Apesar destas velocidades surpreendentes não se pode esquecer que o parâmetro fundamental de dimensionamento dos

monta-cargas é a duração de cada viagem (ou o seu inverso, o número de viagens por hora). Por exemplo, para um edifício de 240m de altura, a duração da viagem média desde o piso térreo até 120m de altura pode ter a seguinte composição (Electroelsa, 2010):

Carga	6 minutos
Subida (2m/s)	1 minuto
Descarga	4 minutos
Descida (2m/s)	1 minuto
Total	12 minutos
	(ou 5 viagens por hora)

Portanto, tão ou mais importante que a velocidade do monta-cargas é a organização da carga e da descarga. Por isso, o planeamento detalhado de todo o material a subir a cada hora, a clara identificação do piso de destino ou a paletização do material a manobrar são aspectos que reduzem os tempos de viagem e que, portanto, aumentam o rendimento do transporte vertical.

Também deve prever-se uma perda de tempo por avarias, manutenção, extensões do mastro, etc. que pode chegar a ser 10% e cuja estimativa depende muito de cada obra (Electroelsa, 2010). As paragens por manutenção do monta-cargas reduzem-se se o seu interior for resistente ao uso (chapa em vez de aglomerado) e se o motor eléctrico for equipado com redutores de frequência, já que assim sofre menos durante as operações de aceleração e frenagem.

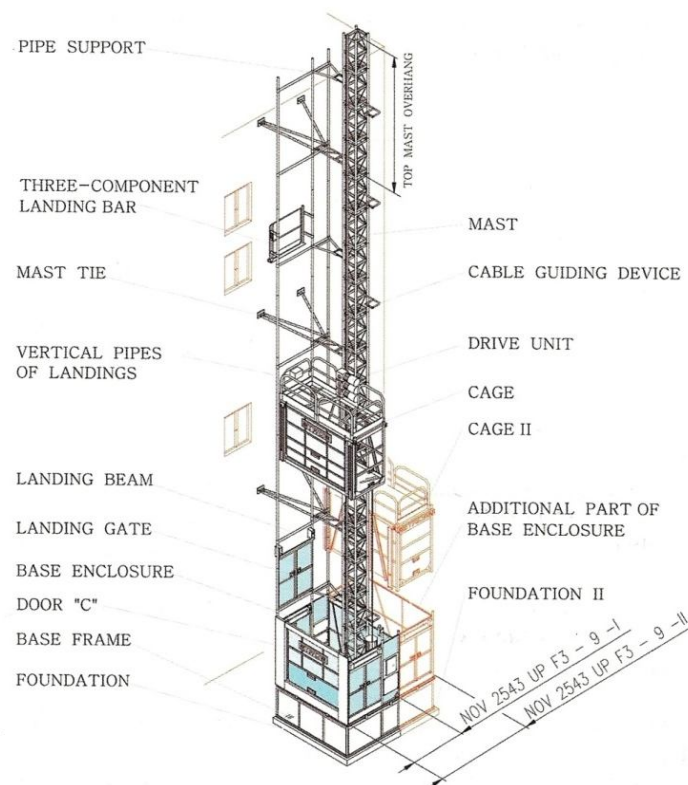


Figura 11.1 – Monta-cargas monomastro de duas cabinas (Electroelsa, 2010)

O dimensionamento dos monta-cargas requer, portanto, um cálculo exaustivo dos volumes de material a colocar em obra e o conhecimento dos tempos com que se deve levar a cabo a construção de maneira a que, conhecida a capacidade do monta-cargas, resulte directamente o número destes a dispor.

É habitual dispor de um monta-cargas por cada 500-800m² úteis de piso tipo (para edifícios com cerca de 200m de altura). Actualmente, o número de monta-cargas normalmente adoptado em edifícios de até 300m varia entre dois e quatro, aumentando para alturas maiores (Cruz, 2009).

Em planta, os monta-cargas colocam-se sempre no exterior do edifício, coincidindo com alguma aresta perfeitamente vertical. Se o perfil do edifício não possuir nenhuma, o desembarque do monta-cargas em cada um dos pisos deve realizar-se mediante uma plataforma intermédia que cubra o espaço entre a cabina e o edifício, que será variável com a altura (Figura 11.2).



Figura 11.2 – Plataformas de acesso entre o monta-cargas e os pisos no edifício Taipei 101 (Cruz, 2009)

11.2.3. Elevadores de obra

Se as gruas e os monta-cargas suportam o tráfego de todo o tipo de materiais, os elevadores de obra são o meio de dar acesso a todas as pessoas participantes.

A utilização simultânea de um monta-cargas para transporte de materiais e pessoas é obrigatória nos pisos mais altos onde está a ser executada a estrutura; porém, está comprovado que reduz o rendimento de execução (Kwon; Kim, 2004). Enquanto a subida de materiais responde a um planeamento detalhado, a elevação de pessoas, fora do início e fim do turno, é mais caótica e de difícil previsão. Numa fase avançada da obra podem encontrar-se a trabalhar mais de 300 pessoas: trolhas, encarregados, directores de obra, fiscais, etc.

Por isso, é conveniente dedicar vários monta-cargas em exclusivo para o uso de pessoas. Estes não têm de parar em todos os pisos; admite-se que os operários podem subir e descer a pé até 5 pisos (distância normal em edifícios convencionais). No entanto, se parar em todos os pisos, também é usado como subida de material até ao momento em que se encontrem em execução todas as unidades de obra (Kwon; Kim, 2004), que é quando o tráfego de pessoas experimenta um máximo que se mantém durante meses.

Actualmente, existe a tendência de aproveitar os núcleos de comunicação vertical para instalar durante a obra as guias definitivas dos elevadores e, inclusivamente, as suas cabinas, com o interior convenientemente protegido, e usá-los para o transporte de pessoas. A novidade é a utilização dos chamados “jump lifts” ou “jump elevators”, em que a casa de máquinas instalada é móvel. É formada por uma plataforma suportada em vigas metálicas que inclui os motores do elevador, os cilindros do cabo e uma cobertura impermeabilizada (Otis, 2010). Periodicamente, quando a obra avança o suficiente e quer dar-se acesso aos novos pisos, a casa de máquinas eleva-se mediante macacos hidráulicos ou guinchos, conforme o sistema, para a sua nova cota, numa operação que dura umas poucas horas.

As velocidades que podem desenvolver estes elevadores são idênticas às da fase de serviço e estão compreendidas entre os 6m/s e 10m/s (Otis, 2010).

11.2.4. Transporte de betão

O volume de betão a colocar em obra em qualquer edifício alto actual aconselha, mesmo no caso da existência de estruturas metálicas, a instalação de bombas que sejam capazes de transportá-lo até à cota mais alta.

O betão sobe pela tubagem e alimenta um distribuidor que gira e o verte na sua posição definitiva – seja o núcleo central, lajes ou pilares. Devem dispor-se sempre duas tubagens por bomba, já que a falha de uma é provável. Efectivamente, uma vez iniciada a betonagem, o fornecimento de betão na tubagem deve ser contínuo e por muito bem planeada que esteja a operação podem ocorrer contratempos. Por exemplo, se o camião seguinte se atrasar mais de 10 minutos a tubagem deve ser limpa por completo, senão o risco de obstrução é muito elevado.

O número de bombas depende do tipo de estrutura, das suas dimensões em planta e da sua configuração, mas rara vez supera as duas. Em qualquer caso, deve dispor-se uma bomba de reposição, duas tubagens e um distribuidor por bomba.

Os cotovelos da tubagem devem ser devidamente ancorados e é geralmente necessário prever um espaço para os troços prévios horizontais ao primeiro troço vertical para evitar fenómenos indesejáveis.

11.2.5. Cofragens do núcleo

Os sistemas de cofragem do núcleo (trepante, guiada, auto-trepante ou deslizante) são um meio auxiliar específico da execução deste elemento estrutural. Especialmente em edifícios altos, são adequados os dois últimos porque têm a vantagem de eliminar por completo a necessidade de utilização de grua ao terem incorporado o seu próprio sistema de elevação.

No Capítulo 5 foram descritas com detalhe as características de cada sistema.

11.2.6. Outros meios auxiliares



Figura 11.3 – Mini-grua para montagem de estrutura metálica (Urzaiz, 2006)

Foi visto atrás como as guias torre, monta-cargas, elevadores e sistemas de cofragem do núcleo assumem a responsabilidade da tarefa principal na construção de um edifício em altura: a elevação. Porém, podem encontrar-se outros meios auxiliares que têm como objectivo dispensar as guias de

trabalhos de elevação ou realizar deslocamentos horizontais. Alguns desses meios auxiliares são enunciados de seguida:

- Mini-gruas. Muito úteis em edifícios de estrutura metálica para mover e montar vigas e chapa colaborante (Figura 11.3).
- Empilhadores. Utilizados para mover pelo piso todo o material paletizado que elevam os monta-cargas. Também se utilizam para mover as mesas de cofragem em edifícios com lajes maciças.
- Meios para a montagem da fachada. As gruas devem ser também dispensadas da montagem da fachada, sendo então necessário o uso de meios auxiliares específicos. É habitual a utilização de mini-gruas (Figura 11.4) equipadas com braços articulados e ventosas eléctricas na extremidade quando se pretende montar a fachada desde o mesmo piso ou de um superior. Quando a montagem se realiza desde pisos superiores utilizam-se cabrestantes móveis ou as referidas mini-gruas de braço extensível que descem os painéis até à sua posição final (Figura 11.5).



Figura 11.4 – Mini-grua com ventosas eléctricas (Sainz, 2006)



Figura 11.5 – Montagem de fachadas cortina a partir de pisos superiores (Eisele; Kloft, 1999)

11.2.7. Armazéns e logística

Os meios de elevação mencionados anteriormente trabalhando individualmente proporcionam uma capacidade de produção diária muito grande, sempre e quando o fornecimento de materiais a cada um deles seja capaz de levar o mesmo ritmo que o seu consumo. Na execução de edifícios altos este

objectivo complica-se pela falta de espaço disponível na parcela do terreno para armazém, o qual deve ser compensado com importantes esforços de tipo logístico.

O pouco espaço disponível deve ser posto principalmente à disposição dos meios de elevação. As gruas e monta-cargas devem ter acesso mediante camiões que possam descarregar e manobrar com fluidez. É necessário que se permita também o movimento simultâneo de empilhadores e/ou pás-carregadoras que descarreguem os camiões e carreguem rapidamente os monta-cargas.

As bombas de betão devem ter acesso por camião betoneira, tendo em conta que estes descarregam pela parte traseira. Uma solução a considerar é situá-las na primeira cave, perto das rampas de acesso. As limitações que criam os acessos estabelecidos pelas bombas terminam, em todo o caso, depois da betonagem da última laje.

Os contentores de obra costumam ser empilhados em dois ou mais níveis sobre estruturas metálicas provisórias e transladam-se para o interior do edifício assim que haja algum piso terminado.

O resto do espaço ao nível térreo, se existir, deve destinar-se ao armazenamento de materiais, especialmente chapa colaborante, vigas metálicas, armaduras e ainda para o estaleiro de pré-fabricação de armaduras do núcleo.

Os módulos de fachada são armazenados vários pisos acima da sua posição final, ao alcance da mini-grua que os desce posteriormente. As paredes divisórias, argamassas, condutas de instalações, material de alvenaria, instalações e acabamentos armazenam-se no piso a que se destinam.

Em cidades europeias com uma densa trama urbana é habitual a empresa construtora possuir um estaleiro afastado do centro onde os materiais fazem escala antes de serem entregues na obra.

11.2.8. Protecção contra o fogo e extinção de incêndios durante a execução da obra

Dadas as alturas em que se trabalha, é pouco provável poder extinguir um incêndio durante a construção desde o exterior do edifício, pelo que são os sistemas próprios deste e da obra os que devem permitir combater o fogo.

Um dos sistemas mais frequentes e práticos é a instalação de uma coluna seca⁶ cuja fonte de alimentação encontra-se na fachada do piso térreo, passa pelo núcleo central e vai provida de saídas de água em todos os pisos (Cruz, 2009). O seu uso é exclusivo do serviço de bombeiros que bombam água através dela com equipamentos autónomos próprios e conectam mangueiras nos pisos afectados. Deve ter-se em conta que as bombas instaladas nos veículos de bombeiros têm uma capacidade de elevação limitada, normalmente inferior à altura destes edifícios. Por esta razão, deve estar prevista a actuação de outra bomba externa de maior potência.

Uma boa estratégia é levar a execução da coluna seca ao mesmo nível do avanço da obra, isto é, das cofragens auto-trepantes. É muito importante que a coluna seca e todos os seus sistemas de alimentação estejam à disposição de utilização desde o princípio da obra e que sejam feitas as respectivas inspecções e provas de estanquidade da mesma. Isto permite dotar o edifício de um sistema de extinção em todos os pisos durante a obra.

Se por alguma razão (dificuldade de integração com as trepagens, por exemplo) a coluna seca não avançar tão adiantada como a estrutura, então só será útil nos pisos inferiores, devendo então dotar os pisos mais altos de um sistema próprio de extinção nos quais a carga de fogo será ainda maior pela presença de óleos, materiais eléctricos, madeira, etc.

⁶ Troço que constitui uma interligação fixa entre as mangueiras utilizadas no combate ao incêndio e a boca de alimentação, a qual é alimentada a partir dos sistemas de bombagem existentes nos veículos de socorro (bombeiros) (Cruz, 2009).

Para tal, pode ser prático utilizar o próprio circuito de água da obra, que costuma chegar até ao ponto mais alto. O diâmetro do circuito e a potência da bomba hidráulica deve dimensionar-se para o caudal previsível em caso de incêndio. Devem deixar-se saídas de água nos pisos inferiores do mesmo tipo do serviço de bombeiros local para que estes possam usá-las, caso necessário. Nos pisos de avanço da obra e nas próprias trepagens devem ser instaladas, e permanentemente conectadas ao circuito, várias bocas-de-incêndio equipadas em comprovadas condições de utilização por qualquer operário.

Também todas as escadas de acesso devem ter em todos os seus tramos extintores, a planta do piso de trabalho e sinalização adequada. Todos os elementos que devem actuar em caso de incêndio deverão ter um sistema autónomo de alimentação eléctrica que assegure o seu funcionamento.

11.3. ORGANIZAÇÃO DA OBRA

A maneira em que finalmente se organiza uma obra depende de factores tão variados como os recursos disponíveis, o prazo de execução requerido, a localização da parcela na trama urbana, a sua localização geográfica, o desenho do edifício ou a equipa gestora da mesma. É um número interminável de combinações possíveis que explica que, finalmente, não haja duas obras iguais ou que a bibliografia disponível seja muito escassa.

Neste ponto são desenvolvidos dois dos conceitos sempre presentes na execução de edifícios altos como o ciclo construtivo e o desfasamento de actividades, mas sem generalizar, mencionando estratégias construtivas frequentes e tendo presente que estas não são únicas.

11.3.1. Ciclo de construção da estrutura do piso tipo

Como foi visto na Tabela 11.1, grande parte do desenvolvimento dos trabalhos corresponde à execução da estrutura do piso tipo, estando também situado no caminho crítico do planeamento (actividades marcadas a azul), o que dá a ideia da importância da programação do ciclo construtivo no que se refere ao prazo da obra.

O ciclo de construção abrandou apesar do avanço da técnica. O Empire State Building em Nova Iorque (381m) elevou a sua estrutura a um ritmo de 4 pisos por semana durante um total de 23, levando a cabo a construção total do mesmo unicamente em 13 meses. Na Torre Sears de Chicago (443m) a estrutura metálica foi executada a um ritmo de 2 pisos por semana. Actualmente, costuma ser um piso por semana (Wells, 2005).

O abrandamento do ciclo construtivo deveu-se não tanto à substituição do aço pelas estruturas de betão mas, provavelmente, à progressiva introdução de técnicas de controlo de qualidade e à melhoria das condições de segurança dos trabalhadores.

Em qualquer caso, o ciclo é curto. A superfície em planta é suficientemente pequena para “convidar” a uma rápida execução e os meios auxiliares são dimensionados para permitir um grande volume de produção mensal que reduzam ao máximo o prazo de construção e os custos financeiros de um tipo de obra por natureza longa e cara.

Para conseguir um ciclo de execução o mais curto possível existem duas estratégias que devem ser convenientemente combinadas: a separação de actividades e a divisão do piso em zonas de trabalho.

11.3.1.1. Separação de actividades

A separação consiste em identificar todas as actividades que completam o ciclo de construção e desacoplá-las de maneira a que os meios auxiliares e recursos humanos necessários dedicados a cada uma delas sejam totalmente independentes. Conseguem-se assim unidades de execução muito especializadas que não interferem entre si.

Num edifício alto de estrutura metálica ou mista as actividades separadas enumeram-se de seguida por ordem de execução:

1. Execução do núcleo de rigidez: cofragem, armadura e betonagem.
2. Montagem de pilares e vigas metálicas.
3. Cofragem e betonagem de pilares (mistos).
4. Montagem de chapa colaborante e armadura de nervuras.
5. Betonagem de laje.
6. Execução de lajes interiores ao núcleo.
7. Montagem de escadas pré-fabricadas ou metálicas.
8. Ignífugado⁷ de vigas (normalmente fora do caminho critico).

No caso de edifícios altos de betão as actividades podiam ser:

1. Execução do núcleo de rigidez: cofragem, armadura e betonagem.
2. Execução de pilares de betão.
3. Cofragem e montagem de armadura de laje.
4. Betonagem de laje.
5. Execução de lajes interiores ao núcleo.
6. Montagem de escadas pré-fabricadas ou metálicas.

No caso de edifícios altos de estrutura pré-fabricada de betão as actividades podiam ser:

1. Execução “in situ” do núcleo de rigidez.
2. Montagem de pilares pré-fabricados com comprimento de três ou mais pisos.
3. Montagem de vigas pré-fabricadas e execução de ligações ao núcleo.
4. Montagem de placas alveolares de laje.
5. Betonagem de capa de compressão de laje.
6. Execução “in situ” de lajes interiores ao núcleo.
7. Montagem de escadas pré-fabricadas.

A separação de algumas actividades surge de forma natural por se realizarem fisicamente separadas do resto (por exemplo, a execução de núcleos), mas noutros casos deve procurar-se intencionalmente (execução de pilares de grande comprimento ou execução posterior de escadas e lajes de elevadores).

11.3.1.2. *Divisão em zonas de trabalho*

Uma vez separadas as actividades, deve organizar-se a obra para que estas se desenvolvam sem parar. Para isso, é muito útil reduzir o âmbito de desenvolvimento de cada uma delas procedendo à divisão do piso em zonas de trabalho, o que permite diminuir os volumes de colocação em obra de cada actividade e que estas se sucedam a maior velocidade.

Na Figura 11.6 mostram-se as quatro zonas de avanço da Torre IBC em Frankfurt (110m). A configuração do edifício levou a considerar a execução como se tratasse de quatro edifícios altos independentes com os seus núcleos centrais e estrutura de betão (Wells, 2005).

Na Figura 11.7 mostra-se o progresso da estrutura mista em construção da Torre Sacyr-Vallehermoso em Madrid. O núcleo de betão avança independentemente enquanto o piso em construção está dividido em três partes e o ciclo de execução avança no sentido dos ponteiros do relógio. Enquanto numa das partes são montados os pilares metálicos, na seguinte já se encontram montadas todas as vigas e na terceira parte a laje colaborante já está preparada para ser betonada (Sainz, 2006).

⁷ Protecção contra a combustão.

Deve ser prestada especial atenção às medidas de segurança nas interfaces das zonas de trabalho pelo aparecimento de riscos de quedas de pessoas e queda de objectos em pontos de muito tráfego de pessoas e materiais.

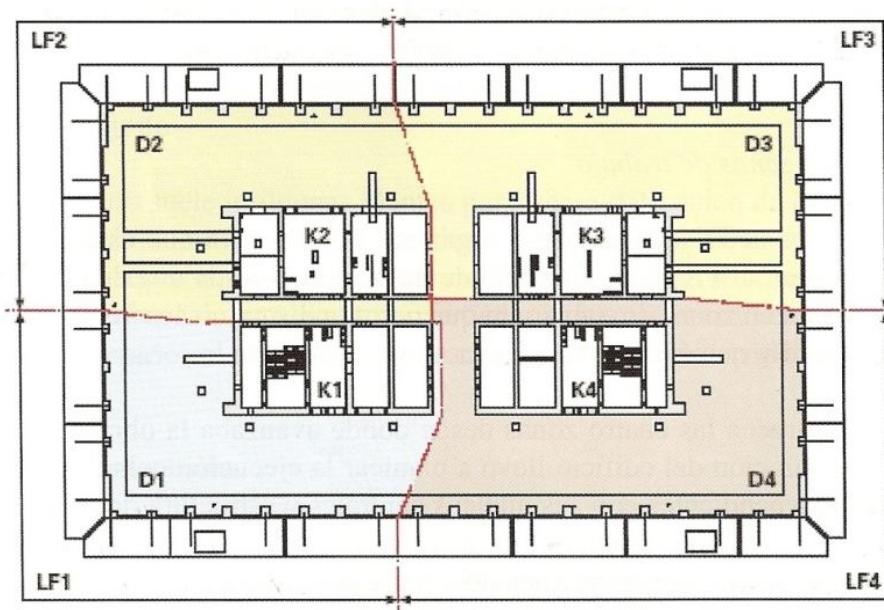


Figura 11.6 – Divisão do piso em zonas de trabalho da Torre IBC (Wells, 2005)



Figura 11.7 – Avanço da estrutura da Torre Sacyr-Vallehermoso (Calzón; Navarro, 2008)

11.3.2. Sequência de actividades

O carácter linear do planeamento de um edifício alto faz com que durante uma parte da construção coincidam todas as actividades (Tabela 11.1), as quais devem suceder-se próximas com o objectivo de acelerar a construção. Contudo, ao mesmo tempo, essa proximidade aumenta o risco de atrasos entre elas em caso de incidências.

A organização da sequência de actividades admite muitas variantes, algumas das quais apresentam-se de seguida (Kwon; Kim, 2004).

Sequência núcleo-laje

A execução da laje costuma ir alguns pisos abaixo do núcleo de betão. O desfaseamento mínimo necessário corresponde ao número de pisos que o sistema de cofragem necessita para o seu

funcionamento, podendo ser de 2 ou 3. O desfasamento máximo possível vem dado pelo alcance do distribuidor, não sendo conveniente aumentar muito este para não dificultar o acesso de operários ao núcleo. A separação entre ambas as actividades costuma encontrar-se entre os 3 e 5 pisos.

Sequência estrutura-fachada

Uma vez terminada a estrutura, a seguinte unidade importante é a montagem da fachada. Inclui os trabalhos prévios de implantação, colocação de protecções para os operários e colocação de peças de fixação da fachada cortina. Como normalmente é necessário suspender plataformas e outros meios auxiliares para executar alguma operação pelo exterior, a distância entre o piso que se está a betonar e o piso que se está a “fechar” pode estar entre 8 e 12 pisos, repartidos como se segue: 2 pisos escorados ou em processo de ignífugado de elementos, 2 a 4 pisos sem actividade em espera, 2 a 4 pisos com trabalhos prévios e 2 pisos para descida de meios auxiliares até ao piso que se está a “fechar”.

Alvenaria, instalações e acabamentos

Uma vez que o piso está “fechado” começam a executar-se as paredes divisórias, pavimentos e tectos, instalações e, por último, os acabamentos. Estas actividades são muito interdependentes (não se pode avançar muito com uma sem adiantar as outras) e recorrentes, já que podem ter de realizar-se no mesmo espaço de maneira intermitente. Quando a obra entra nesta fase o caminho crítico ramifica-se, ou dito de outro modo, todo o caminho é crítico.

O desfasamento entre a fachada e estas actividades depende dos recursos disponíveis e do tipo de obra. É corrente dispor de um desfasamento similar ao que existe entre a estrutura e a fachada. Embora o ritmo médio de execução seja similar ao da estrutura (1 piso por semana), a obra organiza-se em grupos de vários pisos com objectivo de ter a flexibilidade de serviços necessária para estas actividades tão encadeadas e que nenhuma das equipas encarregadas se encontre parada.

A função e o tipo de edifício vão condicionar que actividade entre alvenaria e instalações convém começar primeiro. Em escritórios com fachadas de vidro executam-se primeiro as instalações de climatização e electricidade, enquanto em edifícios residenciais ou hotéis a alvenaria é a primeira actividade a introduzir.

12. CONSTRUÇÃO DE EDIFÍCIOS ALTOS EM PORTUGAL

12.1. PANORAMA ACTUAL

Em Portugal, os edifícios ditos altos não alcançam as alturas de outros edifícios citados ao longo deste texto. Concentram-se na zona de Lisboa e há apenas três edifícios com 100m ou mais. Estes valores são muito inferiores aos que persistem a nível internacional, fundamentalmente em países norte-americanos e asiáticos e já actualmente a nível europeu.



Figura 12.1 – Torre de Monsanto (<http://www.torredemonsanto.com/>)

O detentor do “record” é a Torre de Monsanto (Figura 12.1), em Oeiras. Com 120m, é desde 2001 o edifício mais alto de Portugal. Trata-se de uma construção mista aço-betão com 17 pisos acima do solo e 2 pisos em cave para estacionamento, com uma área total de construção de 20403m² e função exclusiva de escritórios.

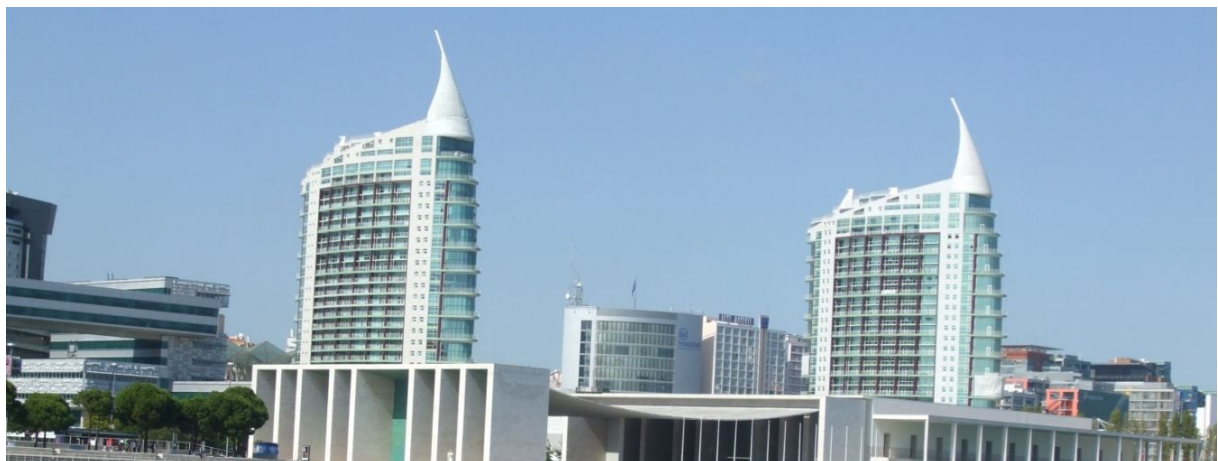


Figura 12.2 – Torre São Rafael e São Gabriel

O segundo lugar pertence às Torres São Rafael e São Gabriel (Figura 12.2), no Parque das Nações. Têm 110m de altura e foram concluídas no ano de 2000. São constituídas por 5 caves e 25 pisos elevados e tem função sobretudo habitacional.

A estrutura dos pisos elevados é constituída por uma grelha de vigas mistas, formada por perfis metálicos ligados por conectores a uma laje de betão, dois núcleos em betão armado e pilares metálicos (Appleton; Almeida; Abecassis, 2005).

A estrutura dos pisos em cave é constituída por lajes de betão armado com capitéis na zona dos pilares. As paredes de contenção das caves, realizadas pela técnica das paredes moldadas, foram ancoradas provisoriamente até à conclusão da estrutura dos pisos enterrados (Appleton; Almeida; Abecassis, 2005).

Os materiais estruturais utilizados foram (Appleton; Almeida; Abecassis, 2005):

- Betão C30/37, em geral.
- Betão C40/50, na estrutura dos núcleos.
- Aço A500NR, para armaduras passivas.
- Aço S235 e S355, na estrutura metálica dos pisos elevados.



Figura 12.3 – Sheraton Lisboa Hotel & Towers

Destaca-se ainda o edifício do Sheraton Lisboa Hotel & Towers (Figura 12.3) que, de 1972 até 2000, foi o edifício mais alto de Portugal. Tem 100m de altura e a sua estrutura é um pórtico de betão armado com dois núcleos de rigidez.



Figura 12.4 – Torre Vasco da Gama Royal Hotel (<http://www.nla.pt/>)

Actualmente, encontra-se em construção a Torre Vasco da Gama Royal Hotel (Figura 12.4), igualmente em Lisboa. Este será o edifício mais alto de Portugal, com 145m, e tem conclusão prevista para o final de 2010. O projecto, com 21 andares, é constituído por dois corpos de betão com 145m acoplados à Torre Vasco da Gama (construída em 1998 no âmbito da Expo 98).

Na Tabela 12.1 resumem-me as principais características destes edifícios.

Edifício	Torre Vasco da Gama Royal Hotel	Torre de Monsanto	Torres São Rafael/São Gabriel	Sheraton Lisboa Hotel & Towers
Altura (m)	145	120	110	100
Localização	Lisboa	Oeiras	Lisboa	Lisboa
Data	2010	2001	2000	1972
Função	Hotel	Escritórios	Habitação	Hotel
Material estrutural	Betão	Aço-betão	Aço-betão	Betão

Tabela 12.1 – Edifício com mais de 100m em Portugal

12.2. CONDICIONANTES

A construção de edifícios altos não é, efectivamente, prática comum em Portugal. Os poucos exemplos anteriormente descritos demonstram-no e há apenas alguns casos pontuais cuja altura, reduzida relativamente a edifícios altos noutros países como por exemplo a vizinha Espanha, deixa a desejar. Este país conta já com 33 edifícios com mais de 100m de altura, dos quais se destaca a Torre Caja Madrid, que alcança os 250m.

Há vários factores que contribuem para esta situação. Por um lado em Lisboa, por exemplo, o Plano Director Municipal (PDM) limita a altura máxima dos edifícios aos 75m e qualquer projecto que pretenda ultrapassar este limite é submetido a um processo burocrático complexo que pode levar vários anos a estar concluído. Este factor dificulta e desencoraja a construção destes edifícios e, portanto, o desenvolvimento da técnica em Portugal.

Por outro lado, ainda em Lisboa, também a existência de um aeroporto na própria cidade condiciona a construção de edifícios de maior altura. Entende-se, no entanto, que esta é uma razão pouco válida já que várias capitais europeias têm aeroportos dentro ou próximos da cidade que coexistem com edifícios em altura.

Não menos importantes são os motivos históricos e culturais: em 29 anos, de 1972 a 2000, o edifício mais alto foi o Sheraton Lisboa Hotel & Towers com 100m, tendo apenas sido ultrapassado, já no século XXI, pelas duas torres no Parque das Nações.

Torna-se evidente que a ausência deste tipo de construção durante tantos anos levou não só a uma falta de equipamentos de segurança e emergência por parte do corpo de bombeiros (em caso de emergência, é possível que não tenha capacidade de resposta) como a uma falta de experiência da maioria das construtoras portuguesas. A construção de um novo edifício alto em Portugal colocaria certamente dificuldades a estas empresas, que teriam de adaptar-se a técnicas (nomeadamente de cofragem e bombagem de betão) já relativamente correntes noutros países.

12.3. EDIFÍCIOS PROPOSTOS

Ao longo dos anos foram propostos edifícios em altura em Portugal e alguns, inclusivamente, poderiam mesmo vir a destacar-se a nível mundial. Entre estes destaca-se a Torre da Margueira, o Edifício Compave e a Torre Biónica, todos propostos para a zona de Lisboa.

A Torre da Margueira (Figura 12.5) é um edifício de 312m de altura e 80 pisos. A concretização deste projecto foi impedida em 2001 pela presidente da Câmara Municipal de Almada. Este tornar-se-ia, não obstante, o mais alto edifício da Europa, imediatamente seguido do Triumph-Palace, em Moscovo, com 259m. Entre as propostas actuais destaca-se como a terceira maior, ficando apenas

abaixo da Torre do Milénio, em Frankfurt, com 369m e do complexo Torre da Federação, em Moscovo, cuja torre mais alta alcança os 360m. Este último projecto tem a sua conclusão prevista para 2012.



Figura 12.5 – Torre da Margueira (<http://www.skyscrapercity.com/>)

O Edifício Compave (Figura 12.6), proposto em 2006 pelo Arq. catalão Ricardo Bofill, é um projecto com 105m de altura e 6 pisos em cave, com função mista de habitação e hotelaria. Estaria localizado no centro de Lisboa, na mesma avenida do Sheraton Lisboa Hotel & Towers e ultrapassá-lo-ia assim em 5m. A sua localização, na proximidade de um Imóvel de Interesse Público (Casa-Museu Dr. Anastácio Gonçalves), gerou alguma controvérsia, pelo que a proposta aguarda ainda resposta da Câmara Municipal de Lisboa.



Figura 12.6 – Edifício Compave (<http://www.skyscrapercity.com/>)

Também em 2001 surgiu um projecto destinado à ocupação dos 49 hectares da antiga Lisnave em Lisboa. Trata-se de uma torre de 500m de altura e 120 andares, com capacidade para alojar 15000 pessoas e servir 30000, conhecida por Torre Biónica. O edifício foi pensado pelo espanhol Javier Píoz, um dos arquitectos pioneiros na aplicação dos conceitos biónicos à construção. É também da

sua autoria, por exemplo, o projecto para uma torre de 1228m, com 300 pisos e capacidade para 100000 habitantes, em Xangai, conhecido como a “cidade vertical”. Esta foi já a terceira proposta urbanística para os terrenos da Lisnave. Uma delas, alvo de grande contestação em 1999 por prever a construção das torres propostas pelos Arqs. Graça Dias e Egas Vieira, também conhecida pela “Manhattan de Cacilhas”, foi descartada porque “roubaria o sol a Almada”, Também aqui se revela a oposição à construção de edifícios altos em Portugal por parte das autoridades motivada por questões fundamentalmente culturais. Pior contestação sofreu a Torre Biónica no dia da sua apresentação, tendo sido posteriormente chumbada.

Existem muitas outras propostas (Figura 12.8), algumas delas sugeridas por arquitectos famosos, como a Torre Boavista com 110m, do arquitecto Sir Norman Foster, também conhecido por edifícios altos como a Torre HSBC (Hong Kong, 178m), Swiss Re Headquarters (Londres, 180m), Torre Hearst (Nova Iorque, 182m) e a Torre Commerzbank (Frankfurt, 259m).



Figura 12.7 – Propostas de edifícios altos para Portugal (<http://www.skyscrapercity.com/>)

Finalmente, resume-se na tabela seguinte (Tabela 12.2) as propostas apresentadas na Figura 12.7, indicando o nome do projecto, o arquitecto responsável e a altura que pretendiam alcançar.

Edifício	Arquitecto	Altura (m)
Norfin Office Park	Nuno Leónidas	75
Porta Sul	Ricardo Bofill	90
Torre Monsanto II	Sua Kay Arquitectos	112
Panoramic	AC Arquitectos	75
Hotel Altis Marques	João Paciência	60
Príncipe Perfeito	Promontório Arquitectura	75
Cacilhas	Vasco Massapina	90
Boavista	Norman Foster	110
Margueira Masterplan	Richard Rogers	3x120

Tabela 12.2 – Propostas de edifícios altos para Portugal

Perante tal variedade de propostas parece evidente que, embora as autoridades se oponham à construção de edifícios altos em Portugal, persiste o desejo de muitos projectistas de que estes se realizem e, ainda que muitos projectos permaneçam, por enquanto, no papel, têm vindo a ser realizados estudos com vista à concretização destas obras que no nosso país tardam em prosperar.

13. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Revistos neste trabalho todos os aspectos relativos à construção de estruturas de edifícios altos, encontra-se de forma destacada a execução do núcleo central, sobretudo os aspectos relacionados com a cofragem. O núcleo, de betão, é executado com cofragem trepante ou deslizante. A primeira supõe uma maior utilização de grua, sendo a construção mais lenta, mas permite, por outro lado, uma execução por “fases estáticas”. A segunda reduz consideravelmente a utilização de grua, concentrando-a nos extremos da sua operação para montagem e desmontagem, e permite um maior ritmo de construção; no entanto, esta execução dos muros exige turnos contínuos de trabalho, sem admitir atrasos nas distintas fases de cofragem, armadura e betonagem. Nos últimos anos foi estendida a utilização da cofragem auto-trepante que, sendo um sistema “estático”, sem as necessidades de continuidade da cofragem deslizante, reduz também a utilização da grua aos extremos da sua operação, elevando-se mediante apoio numa cremalheira que numa fase se fixa ao muro executado e na seguinte se eleva apoiando-se na própria estrutura da cofragem.

A colocação do betão em obra é outro dos aspectos particulares da construção destes edifícios. É necessária a bombagem de betão a grande altura e esta técnica requer, normalmente, ensaios prévios à execução “industrial” em obra. Estes factores condicionam de forma notável a mistura do betão que, além de respeitar os padrões de resistência e durabilidade requeridos no projecto, tem de cumprir as exigências inerentes à colocação em obra com este sistema.

Um terceiro elemento fundamental de construção é constituído pelas guas. Sendo auto-estáveis, ligadas ao edifício ou trepantes, tornam-se essenciais para a manobra dos materiais em altura. A última tipologia indicada deve encontrar-se intimamente ligada no seu estudo, projecto e processo de construção com o núcleo, dentro do qual, geralmente, encontra o seu apoio.

Para além dos aspectos técnicos inerentes à construção destes edifícios procedeu-se ainda a uma breve, mas ainda assim indispensável, abordagem histórica a fim de compreender verdadeiramente a génese, o desenvolvimento e a importância destas construções ao longo dos tempos. Torna-se fundamental sublinhar que foi o desejo de ascensão, de verticalidade e de desafiar as leis naturais, nomeadamente a gravidade, que conduziu às primeiras construções deste tipo, tão altas quanto o permitiram os conhecimentos de cada época. A bíblica Torre de Babel, as abóbadas do gótico ou as cúpulas renascentistas denunciam este desejo de aproximação ao divino. Actualmente, a construção em altura nem sempre assume um valor simbólico tão forte e estes edifícios são construídos por razões ligadas à organização do território, à ostentação de poder e riqueza (principalmente por parte de grandes corporações) e ao desafio da própria técnica, aliciante para muitos.

Segundo estatísticas do Emporis (<http://www.emporis.com/>), actualmente, foram construídos em todo o planeta 90176 edifícios de 12 ou mais pisos e 9452 mais encontram-se em fase de construção. Durante os últimos anos, o sudeste asiático suplantou os Estados Unidos da América neste tipo de edificações e Hong Kong (China), com 7682 edifícios altos, é a primeira cidade do mundo no “ranking” de “skylines”, à frente de Nova Iorque (Estados Unidos da América) e Singapura.

O Burj Khalifa, situado no Dubai, com 828m de altura, ostenta actualmente o “record” de edifício mais alto construído. No nosso país o “record” pertence desde o ano 2001 à Torre de Monsanto, embora existam projectos que ultrapassam esta altura e que entrariam na lista dos 200 edifícios mais altos do mundo.

No entanto, o desafio não terminou e, actualmente, existem três edifícios planeados com mais de 1000m: a Murjan Tower no Bahrain (1022m), o Burj Mubarak Al Kabir no Kuwait (1001m) e a Kingdom Tower na Arábia Saudita (1001m). Nem o execrável atentado contra as Torres Gémeas de Nova Iorque nem o desafortunado incêndio da Torre Windsor em Madrid conseguiram travar os desejos de chegar mais alto. Paradoxalmente, tais calamidades contribuíram para a realização de

estudos com vista à melhoria da segurança destes edifícios. A globalização da informação, do conhecimento e da indústria permite assistir a uma autêntica “corrida” para alcançar o título, mais ou menos duradouro, de “edifício mais alto do mundo”.

Relativamente à situação de Portugal, e com base nos exemplos referidos ao longo deste trabalho, parece evidente que a construção de um edifício alto está muitas vezes associada a grandes grupos corporativos (bancos, indústrias, empresas de construção, etc.). Por exemplo, em Madrid cada uma das Cuatro Torres Business Area, com cerca de 250m de altura, está associada a uma grande empresa espanhola:

- Torre Caja Madrid: Caja Madrid – sector bancário.
- Torre Sacyr-Vallehermoso: Grupo Sacyr-Vallehermoso – sector da construção.
- Torre de Cristal: Mutua Madrileña – sector de seguros automóveis.
- Torre Espacio: Inmobiliaria Espacio – sector imobiliário.

Assim, possivelmente, serão as grandes empresas as promotoras da futura construção de edifícios altos também no nosso país. Convém, no entanto, referir que a proliferação destes edifícios emblemáticos associados a corporações depende do sucesso das empresas e portanto, de certo modo, da estabilidade e do crescimento económico nacional. De facto, verifica-se que os países que apresentam maior número de edifícios altos construídos são, efectivamente, os países economicamente mais estáveis ou com mais recursos.

A construção de edifícios altos em Portugal pode também surgir, no futuro, nas principais cidades por razões relacionadas com a pressão demográfica e ordenamento do território. As cidades que detêm um maior número de edifícios altos são também aquelas cuja grande densidade populacional forçam a construção em altura para um maior aproveitamento do solo. Assim, pode vir a considerar-se vantajosa esta construção em altura para um melhor aproveitamento do espaço nos centros urbanos, já que há grande procura e o preço do solo por metro quadrado é muito elevado.

Independentemente das condições que possam vir a despoletar a construção destes edifícios em território português, esta permitiria certamente o desenvolvimento de técnicas de construção sofisticadas a nível nacional e contribuiria, definitivamente, para uma melhoria geral da construção, para a projecção do país a nível internacional e, eventualmente, para a sua prosperidade económica.

A imponência e eventual participação de arquitectos ou engenheiros de renome na concepção destes edifícios contribuiriam para a projecção do país e mais concretamente da cidade onde se encontrariam. Este facto teria implicações no turismo e, portanto, na economia do local. Como exemplo, pode citar-se o famoso Turning Torso, de Santiago Calatrava, na cidade sueca de Malmö (281000 habitantes). Este edifício é hoje um dos principais símbolos da Suécia e coloca a cidade em que se localiza na rota do turismo arquitectónico mundial.

Por outro lado, as maiores construtoras nacionais têm alguma experiência na construção de edifícios com cerca de 100m de altura (Angola, Roménia, Estados Unidos da América, etc.), mas torna-se pertinente questionar a capacidade de adaptação destas empresas a empreitadas de maiores dimensões a curto ou médio prazo. Assim, enquanto várias empresas estrangeiras estão preparadas para a construção deste tipo de edifícios, a adjudicação de uma obra de tais dimensões a uma construtora portuguesa poderia conduzir a maiores gastos. Assim, seria de esperar que a construção destes edifícios em Portugal conduzisse ao crescimento destas empresas e, portanto, ao crescimento da economia nacional.

É ainda importante sublinhar que, para a introdução destes edifícios em Portugal como prática corrente, seria necessário um cuidadoso planeamento urbano de modo a não comprometer mas a favorecer a qualidade de vida nos grandes centros.

Os edifícios altos deixam a sua marca em todo o seu contorno e, em muitos casos, identificam uma metrópole. Parecem ter personalidade própria, provocam controvérsias entre os seus defensores e os seus detractores e sobre eles foram escritas inúmeras páginas. São, sem dúvida, construções singulares que requerem projectos e processos construtivos especiais; põem à prova os conhecimentos e as habilidades de projectistas e construtores e exigem soluções novas para fazer frente aos seus desafios. Em certo modo, são o que a Fórmula 1 é para os automóveis em série: um excelente banco de provas para desenvolver a tecnologia. Por isso, merecem toda a atenção.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aalami, B. (2002), "Post-Tensioning in Building Construction", ADAPT Corporation.

Appleton, J.; Almeida, J.; Abecasis, T. (2005), "São Gabriel and São Rafael Buildings", Structural Engineering International, Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), vol. 15, n.º 2, pp. 80-81.

Baker, C.; Nicoson, S. (2008), "The Role of Peer Review in the Foundation Design of the World's Tallest Buildings", Dubai: CTBUH 8th World Congress.

Borges, A. (2008), "Análise do Comportamento de Juntas de Betonagem", Dissertação de Mestrado, Lisboa: Instituto Superior Técnico.

Calavera, J. (1999), "Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón armado para edificios", Madrid: Ed. Intemac.

Calzón, J.; Navarro, M. (2008), "Torre Sacyr-Vallehermoso: building structure", Madrid: Hormigón y Acero, vol. 59, n.º 249, págs. 123-150.

Cardoso, N. (2005), "Segurança em Gruas Torre", Seminário de Engenharia Civil, Beja: Instituto Politécnico de Beja.

Casares, M. (2008), "Edifícios Altos de Cuatro Torres Business Area", Madrid: Hormigón y Acero, vol. 59, n.º 249, págs. 4-18.

Coelho, S. (1996), "Tecnologia de Fundações", Lisboa: Edições EPGE.

Correia, J. (2008), "Dimensionamento de Cofragens para Estruturas de Betão Armado", Dissertação de Mestrado, Aveiro: Universidade de Aveiro.

Council on Tall Buildings and Urban Habitat – CTBUH (2010), "Tall Building Database", <http://www.ctbuh.org/>.

Coutinho, J. (2003), "NP EN 12350 – Ensaio do betão fresco", Apontamentos da disciplina de Materiais de Construção II, Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Cruz, S. (2009), "Curso de Edifícios Altos", Diploma de Formação Avançada em Engenharia de Estruturas, Lisboa: Instituto Superior Técnico.

Doka Cofragens (2007), "Produtos, know-how, serviços", Catálogo 2007.

Eisele, J.; Kloft, E. (1999), "High-Rise Manual", Berlin: Birkhäuser.

Electroelsa (2010), "Construction hoist – technical data", Catalogue 2010.

Ferrer, F. (2010), "Torre de Cristal – construcción", Madrid: Dragados.

Fong, C. (2008), "Estate Renewal Through Development of Prefabricated Super High-Rise Buildings", Dubai: CTBUH 8th World Congress.

Gallego, A. (2006), "Torre Espacio – losa de cimentación: ejecución", Madrid: Oficina Técnica OHL.

- García, J. (2006), "Torre Espacio – estructura: ejecución", Madrid: Oficina Técnica OHL.
- Guerra, J. (2006), "Fundações Superficiais – Ensoleiramentos Gerais", Porto: Universidade Fernando Pessoa.
- Hermoso, J. (2005), "Edificios de gran altura – panorámica general", Madrid: Zuncho 5, págs. 10-13.
- John, P. (2010), "Cofragens Doka para obras de arte", Doka Cofragens.
- Kwon, O.; Kim, J. (2004), "The Roles of Construction Management in Super High-Rise Building Projects", Seoul: CTBUH Conference.
- Lakota, G.; Alarcón, A. (2008), "Torre Caja Madrid: structural design for a singular 250m building in Madrid", Madrid: Hormigón y Acero, vol. 59, n.º 249, págs. 181-202.
- Lepik, A. (2004), "Skyscrapers", Munich: Prestel.
- Liebherr (2010), "Liebherr services", Catalogue 2010.
- Manitowoc Crane Group (2010), "Technical Data", Catalogue 2010.
- Navarro, M.; Calzón, J. (2008), "Torre Espacio: building structure", Madrid: Hormigón y Acero, vol. 59, n.º 249, págs. 19-43.
- Otis Elevators (2010), "Otis Services", Serviços Otis.
- PERI Cofragens (2008), "Handbook 2008", Catálogo 2008.
- Putzmeister (2009), "Putzmeister Handbook", Catalogue 2009.
- Sainz, M. (2006), "Estructura de la Torre Sacyr-Vallehermoso", Madrid: Grupo SyV.
- Somavilla, J. (2005), "Encofrados", Madrid: CEAC técnico.
- Taranath, B. (1998), "Steel, Concrete & Composite Design of Tall Buildings", New York: McGraw-Hill.
- Temprano, P.; Castilla, C.; Viñals, J. (2008), "Torre de Cristal: structural design for a high-rise building", Madrid: Hormigón y Acero, vol. 59, n.º 249, págs. 71-87.
- Urzaiz, J. (2006), "Ejecución de la estructura de la Torre Caja Madrid", Madrid: FCC Construcción, S.A.
- Wells, M. (2005), "Rascacielos – las torres del siglo XXI", Madrid: H. Kliczkowski.

