



INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Universidade Técnica de Lisboa

**Construção com Elementos Pré-fabricados em Betão
Armado**
**Adaptação de uma Solução Estrutural “*in situ*” a uma Solução
Pré-fabricada**

Eduardo Gonzalez Albarran

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em
ENGENHARIA CIVIL

Júri

Presidente: Prof. Pedro Guilherme Sampaio Viola Parreira
Orientador: Prof. José Manuel Matos Noronha da Camara
Vogais: Prof. Jorge Miguel Silveira Filipe Mascarenhas Proença

Outubro de 2008

AGRADECIMENTOS

Este trabalho não teria sido possível sem a ajuda de alguns intervenientes os quais agradeço sinceramente.

Ao Professor José Camara pela sua orientação, paciência e motivação mesmo nos momentos mais difíceis.

A Prefabricados Castelo e aos seus funcionários em especial aos engenheiros Tiago Faria e José Rui Pinto pela sua disponibilidade e elementos fornecidos que permitiram um enriquecimento deste trabalho.

A todos os meus amigos e colegas por todo o apoio e incentivo que transmitiram não só no decorrer deste trabalho mas também ao longo de todo o meu percurso académico.

Aos meus pais e irmãos por toda a sua ajuda e apoio que de uma forma ou de outra contribuíram na realização deste trabalho.

RESUMO

A pré-fabricação como técnica construtiva tem inúmeras vantagens entre as quais são de destacar a diminuição dos prazos construtivos e a necessidade de menos trabalhadores no local de construção que levam por sua vez a uma diminuição dos custos globais da obra. Estas vantagens estão directamente dependentes da simplicidade e facilidade com que os diversos elementos pré-fabricados são ligados entre si.

Considerando a pré-fabricação em betão armado foi elaborado este trabalho que tenta resumir de uma forma simplificada algumas das soluções existentes neste tipo de construção, nomeadamente ao nível da pré-fabricação de edifícios correntes.

Estuda-se a adaptação de uma solução estrutural em betão “*in situ*” de um caso prático a uma solução pré-fabricada. São tidos em consideração os principais elementos estruturais existentes descrevendo-se os modelos de cálculo estruturais utilizados no seu dimensionamento bem como as principais características das pormenorizações adoptadas.

Este estudo demonstra que existem grandes vantagens na utilização de soluções pré-fabricação principalmente quando estas são combinadas a outros processos construtivos tais como a betonagem “*in situ*”, aproveitando-se assim as principais vantagens de ambas as técnicas que levam a um melhor resultado final.

Palavras-chave: Estruturas de Betão Armado, Estruturas Pré-fabricadas, Ligações Entre Elementos Pré-fabricados, Elementos Pré-fabricados.

ABSTRACT

The precast as a construction technique have countless advantages such as the reduction of the construction deadlines and the necessity of fewer workers in the construction site which leads to the reduction of the global cost of the construction. These advantages are straightly dependent on the simplicity and easiness with which the precast elements are connected between them.

Considering the reinforced precast concrete it was elaborated this work which tries to summarize in a simplified way some of the existent solutions in this type of construction, namely at the level of the precast of current buildings.

It's studied the adaptation of an in situ concrete structural solution from a practical case to a prefabricated one. The most important structural elements are taken into consideration describing the structural calculation models used in the design as well as the mainly characteristics adopted in the detailing.

This study demonstrates that exist great advantages in the use of precast solutions principally when they are combined with other constructive processes such as the cast in situ, in this way it's used the principal advantages from both techniques which leads to a better final result.

Keywords: Concrete Structures, Precast Structures, Connections Between Precast Elements, Precast Elements.

ÍNDICE

1	Introdução.....	1
1.1	Objectivos e Considerações Preliminares.....	1
1.2	Organização	1
2	Construção com Elementos Pré-fabricados.....	3
2.1	Ligações entre Elementos Estruturais com Pré-fabricação	3
2.2	Tipos de Ligações	5
2.3	Soluções para os Elementos Pré-fabricados	7
2.3.1	Laje	7
2.3.1.1	Pré-Laje Maciça	7
2.3.1.2	Laje Alveolar.....	8
2.3.1.3	Laje Minos	9
2.3.1.4	Ligações com elementos laje.....	10
2.3.2	Viga.....	15
2.3.3	Pilar.....	19
2.3.4	Parede Resistente	23
2.3.5	Fundação.....	28
2.4	Verificação da Segurança	28
2.4.1	Eurocódigo 2.....	29
2.4.2	Eurocódigo 8.....	32
3	Caso em Estudo	34
3.1	Solução Betonada “In Situ”.....	34
3.2	Solução Pré-Fabricada.....	36
3.2.1	Definição das Acções	36
3.2.2	Laje	37
3.2.2.1	Materiais e Propriedades da Secção	39
3.2.2.2	Fase Construtiva	40
3.2.2.3	Fase Definitiva.....	42
3.2.2.4	Ligações	46
3.2.3	Viga.....	48
3.2.3.1	Materiais e Propriedades da Secção	48
3.2.3.2	Fase Construtiva	49
3.2.3.3	Fase Definitiva.....	52
3.2.3.4	Ligações	52
3.2.4	Pilar.....	58
3.2.4.1	Materiais e Propriedades da Secção	60
3.2.4.2	Fase Construtiva	60
3.2.4.3	Fase Definitiva.....	63
3.2.4.4	Ligações	65

3.2.5	Paredes resistentes.....	67
3.2.5.1	Materiais e Propriedades da Secção.....	67
3.2.5.2	Fase Construtiva.....	68
3.2.5.3	Fase Definitiva.....	68
3.2.5.4	Ligações.....	68
3.2.6	Fundações.....	72
4	Conclusões.....	73
4.1	Apreciações Finais.....	73
4.2	Desenvolvimentos Futuros.....	74
	Bibliografia.....	75
	Anexos.....	77

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Detalhes de ligações que tornam a montagem impossível (imagem A [26])	5
Figura 2.2 – Pré-laje maciça com estribos salientes.....	8
Figura 2.3 – A – Armazenamento de lajes alveolares em pilhas, B – montagem das lajes alveolares em obra	9
Figura 2.4 – Pré-laje Minos com aligeiramento de poliestireno expandido	9
Figura 2.5 – Altura mínima da pré-laje minos	10
Figura 2.6 – Ligação laje – laje entre duas pré-lajes maciças	10
Figura 2.7 – Mecanismo de transferência da força de corte entre duas pranchas de laje alveolar.	11
Figura 2.8 – Junta ondulada de lajes alveolares [20].....	11
Figura 2.9 – Ligações laje – viga, A – laje alveolar, B – laje minos, C – pré-laje maciça.....	12
Figura 2.10 – Ligações laje – parede resistente	13
Figura 2.11 – Ligação longitudinal entre uma laje alveolar e uma parede resistente [26].....	13
Figura 2.12 – Ligação laje – parede através da execução de ferrolhos	13
Figura 2.13 – Apoio para equilibrar a laje durante a fase construtiva.....	14
Figura 2.14 – Ligação laje – pilar com continuidade de armaduras	14
Figura 2.15 – Ligação viga – pilar com amarração das armaduras inferiores da viga no nó	16
Figura 2.16 – Ligação viga – pilar com recurso a pré-esforço.....	16
Figura 2.17 – Ligação viga – pilar com continuidade de armaduras	17
Figura 2.18 – Ligação viga – pilar desenvolvida por Reis [22].....	17
Figura 2.19 – Ligação viga – viga coaxial	18
Figura 2.20 – Ligação viga – viga entre uma viga principal e uma secundária	18
Figura 2.21 – Ligação viga – parede resistente, A – ligação paralela, B – ligação perpendicular	19
Figura 2.22 – Ligação pilar – fundação em cálice, comportamento mecânico	20
Figura 2.23 – Ligação pilar – fundação através de placas metálicas	21
Figura 2.24 – Ligação pilar – fundação através de bainhas existentes na sapata	21
Figura 2.25 – Ligação pilar – pilar através de base metálica.....	22
Figura 2.26 – Ligação pilar – pilar, A – através de bainhas, B – através de conectores [26].....	23
Figura 2.27 – Transmissão de forças de corte entre painéis de parede.....	23
Figura 2.28 – Forças de tracção nos painéis de parede resistente (adaptado de [26])	24
Figura 2.29 – Relação entre a tensão e o escorregamento em juntas verticais (indentadas e planas) entre painéis de parede, de acordo com Varmbersky et al (2000) [27].....	24
Figura 2.30 – Ligação indentada típica entre painéis de parede [26].....	25
Figura 2.31 – Modelo da transferência do corte entre painéis de parede [29]	25
Figura 2.32 – Possíveis modos de rotura na junta indentada [26].....	26
Figura 2.33 – Relação entre a tensão de corte e o escorregamento em testes de ligações indentadas, de acordo com Eriksson et al [28].....	26
Figura 2.34 – Ligação vertical e horizontal entre painéis de parede	27
Figura 2.35 – Aplicação do Philipp Power Box em paredes resistentes [33].....	27

Figura 2.36 – Ligação parede – fundação em cálice	28
Figura 2.37 – Acção do mecanismo de interbloqueamento de inertes	30
Figura 2.38 – Exemplos de juntas de betonagem [6].....	31
Figura 2.39 – Junta de construção identada [6].....	31
Figura 3.1 – Hospital de Portimão fotografia aérea	34
Figura 3.2 – Localização relativa do bloco D no complexo hospitalar de Portimão.....	35
Figura 3.3 – Planta de um piso tipo do bloco D	35
Figura 3.4 – Disposição das pranchas de laje minos na planta do piso tipo	38
Figura 3.5 – Pormenor da secção tipo de uma laje minos.....	39
Figura 3.6 – Pormenor da pré-laje minos [25].....	40
Figura 3.7 – Modelo de cálculo simplesmente apoiado	41
Figura 3.8 – Diagrama de momentos flectores na laje do piso tipo (m_{11} imagem superior e m_{22} imagem inferior)	43
Figura 3.9 – Forças de tracção e compressão junto ao apoio da laje na viga.....	45
Figura 3.10 – Modelo do piso tipo em <i>SAP2000</i> com as bandas mais rígidas junto aos apoios	45
Figura 3.11 – Ligação laje – laje	47
Figura 3.12 – Ligações laje – viga.....	47
Figura 3.13 – Secção tipo da viga adoptada e corte longitudinal de um vão tipo durante a fase construtiva	48
Figura 3.14 – Força estabilizante e instabilizante na viga	51
Figura 3.15 – Diagrama de momentos flectores na viga tipo.....	52
Figura 3.16 – Ligação viga – pilar	53
Figura 3.17 – Planta da ligação viga – pilar	54
Figura 3.18 – Localização da ligação viga – viga	55
Figura 3.19 – Ligação viga – viga	55
Figura 3.20 – Planta da ligação viga – viga	56
Figura 3.21 – Cortes da ligação viga – viga.....	56
Figura 3.22 – Modelo de cálculo da viga segundo o eixo C durante a fase construtiva.....	57
Figura 3.23 – Ligação viga – parede resistente	57
Figura 3.24 – Corte da estrutura em altura junto ao eixo A	59
Figura 3.25 – Zona de ligação do pilar com a viga	60
Figura 3.26 – Elevação do pilar durante a fase construtiva	61
Figura 3.27 – Binário de forças na zona vazada do pilar	61
Figura 3.28 – Método das escoras e tirantes aplicado ao cachorro do pilar	62
Figura 3.29 – Pormenorização das armaduras nos cachorros (adaptado de [16]).....	63
Figura 3.30 – Diagrama de momentos no pórtico do eixo B e respectivo modelo em <i>SAP2000</i>	63
Figura 3.31 – Ligação pilar – pilar com recurso a bainhas preenchidas com grout (adaptado de [26])65	65
Figura 3.32 – Planta tipo da ligação pilar – pilar e respectivos braços para o cálculo do M_{rd} da ligação	65
Figura 3.33 – Ligação pilar – fundação através de bainhas preenchidas com grout.....	66

Figura 3.34 – Geometria do núcleo de paredes na zona dos acessos verticais	67
Figura 3.35 – Diagrama de momentos flectores na parede segundo o eixo 2	68
Figura 3.36 – Acção no plano da parede, A – forças de corte, B – forças de tracção e compressão..	69
Figura 3.37 – Ligação entre painéis de parede resistente	69
Figura 3.38 – Ligação vertical (A) e horizontal (B) de painéis de parede resistente [19]	70

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 Valores básicos do coeficiente de comportamento q_0 , para sistemas regulares em altura	32
Quadro 3.1 – Acções a considerar no edifício	36
Quadro 3.2 – Acções actuantes na laje	39
Quadro 3.3 – Materiais usualmente utilizados na construção das lajes minos	40
Quadro 3.4 – Resumo dos esforços actuantes	44
Quadro 3.5 – Resumo dos esforços actuantes e resistentes para os diferentes tipos de laje minos ..	46
Quadro 3.6 – Armadura inferior necessária durante a fase construtiva a meio vão.....	50
Quadro 3.7 – Quadro resumo dos esforços actuantes na viga.....	52
Quadro 3.8 – Armadura necessária na viga durante a fase definitiva	52
Quadro 3.9 – Armadura negativa durante a fase construtiva na ligação viga – viga.....	57
Quadro 3.10 – Propriedades dos pilares pré-fabricados	58
Quadro 3.11 – Cálculo das armaduras nos pilares	64
Quadro 3.12 – Armaduras adoptadas nos pilares	64
Quadro 3.13 – Verificação da segurança à rotura em algumas ligações pilar – pilar	66
Quadro 3.14 – Resumo das dimensões dos painéis de parede existentes no edifício	67

1 INTRODUÇÃO

1.1 Objectivos e Considerações Preliminares

A indústria da pré-fabricação em Portugal tem vindo a crescer recentemente embora a um ritmo inferior quando comparado com o resto da Europa. Isto deve-se a vários factores entre os quais o custo mais reduzido da mão-de-obra e talvez o facto de Portugal se encontrar numa zona com elevada sismicidade.

As soluções pré-fabricadas, quando comparadas com soluções betonadas “*in situ*”, apresentam diversas vantagens, entre as quais se distinguem: a possibilidade da redução global dos custos, devido ao menor número de operações em obra; às menores necessidades de cofragem e escoramentos no processo construtivo; à segurança durante a construção; ao menor impacto em termos de ambiente.

Também devido à necessidade de aumentar a velocidade da produção em fábrica são utilizados betões com características mecânicas e de durabilidade superiores aos utilizados nas construções tradicionais o que permite uma maior qualidade e longevidade das construções pré-fabricadas, quando comparadas com outras soluções.

Grande parte destas vantagens depende da repetição e boa organização dos trabalhos o que nem sempre é de fácil implementação.

Pretende-se com o presente trabalho divulgar mais algumas das soluções existentes neste tipo de construções, bem como o modo como são feitas e analisadas do ponto de vista estrutural as ligações entre os diferentes elementos pré-fabricados, nomeadamente ao nível da pré-fabricação de edifícios correntes. Adapta-se uma solução estrutural com betão “*in situ*” de um caso prático a uma solução pré-fabricada descrevendo-se os modelos de cálculo utilizados no dimensionamento dos principais elementos estruturais e as características principais da sua pormenorização.

1.2 Organização

A presente dissertação encontra-se organizada em quatro capítulos distintos.

No capítulo 1 faz-se uma breve introdução ao assunto abordado neste trabalho, referindo também as principais razões e motivações que levaram à sua realização.

No capítulo 2 são descritas as exigências a ter nas construções com recurso a elementos pré-fabricados de betão, bem como alguns dos tipos de ligações existentes mais importantes, onde são exemplificados alguns dos mecanismos de transmissão de forças mais significativos. Seguidamente, são identificadas algumas das normas existentes e as recomendações de dimensionamento de soluções pré-fabricadas em betão.

No capítulo 3 é feita uma breve apresentação do caso prático estudado, que se trata de um edifício betonado “*in situ*”. Posteriormente, com base nas soluções expostas no capítulo 2, são apresentadas diversas soluções estruturais que visam adaptar a solução existente a uma solução

pré-fabricada adequada, efectuando-se o dimensionamento das soluções ao mesmo tempo que são justificadas as opções adoptadas.

No capítulo 4 são apresentadas as principais conclusões relativas ao trabalho desenvolvido e feitas considerações acerca de desenvolvimentos que se consideram necessários com o objectivo de um melhor conhecimento e divulgação das soluções pré-fabricadas.

2 CONSTRUÇÃO COM ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS

A viabilidade da construção com recurso a elementos pré-fabricados depende em grande parte das soluções das ligações adoptadas. A impossibilidade de transportar e manusear elementos de grandes dimensões implica a divisão destes em elementos mais pequenos, criando a necessidade de elaborar ligações entre os elementos que permitam a transferência adequada das forças aplicadas na estrutura até às fundações.

Por estas razões quando se fala em pré-fabricação pensa-se nas ligações entre os elementos pré-fabricados e na influência que estas têm no comportamento da estrutura. Neste capítulo são identificados alguns dos principais problemas existentes na pré-fabricação e apresentadas algumas soluções tanto para os elementos pré-fabricados como para as suas ligações. Refere-se ainda alguma regulamentação específica para esta área bem como alguns dos mecanismos de resistência mais comuns em que se baseia o comportamento das ligações.

2.1 *Ligações entre Elementos Estruturais com Pré-fabricação*

As estruturas pré-fabricadas estão sujeitas, de uma forma geral, ao mesmo tipo de acções que uma estrutura betonada “*in situ*”, deste modo as características estruturais gerais a exigir a este tipo de estrutura são as mesmas que no caso de uma estrutura moldada “*in situ*”. No entanto existem aspectos pertinentes relacionados com as ligações entre elementos pré-fabricados ou entre estes e betão “*in situ*”. A concepção e dimensionamento das ligações, segundo o Precast and Prestressed Concrete Institute (PCI), tal como referido por Proença [1], devem satisfazer às seguintes exigências estruturais:

- **resistência mecânica:** todas as ligações entre os elementos estruturais deverão resistir de forma apropriada aos efeitos das acções que se farão sentir durante o tempo de vida útil da estrutura; estes efeitos são resultantes tanto das acções correntes (características de qualquer estrutura) como dos estados de coação resultantes das restrições às variações de volume que resultam de variações diferenciais de temperatura ou da retracção dos betões de diferentes idades;
- **ductilidade:** em termos gerais pretende-se que a estrutura apresente capacidade para ter grandes deformações antes da rotura. No caso de peças pré-fabricadas esta ductilidade decorre tanto dos seus elementos como das suas ligações; como se tratam de estruturas de betão armado, a ductilidade é superior quando a rotura resulta do comportamento do aço traccionado e não do betão comprimido;
- **durabilidade:** deve-se ter em atenção que todos os elementos da estrutura, em especial, as ligações, deverão apresentar características de durabilidade adequada de acordo com a exposição ambiental; em particular, a protecção contra a corrosão de elementos metálicos

expostos deverá ser assegurada através do seu envolvimento em betão (ou argamassa) ou através do tratamento anti-corrosivo das superfícies expostas;

- **resistência ao fogo:** as estruturas pré-fabricadas deverão apresentar uma resistência ao fogo equivalente à das estruturas betonadas *“in situ”*, em alguns casos poderá ser necessário envolver os elementos metálicos aparentes (cachorros, chapas de ligação, etc.) em betão ou em outro material que reúna as características de isolamento requeridas (pintura anticorrosiva, galvanização, etc.); devem ser respeitadas as especificações para os materiais presentes nos regulamentos de segurança ao fogo [2];
- **estabilidade e equilíbrio:** estas exigências estruturais referem-se não só ao comportamento definitivo da estrutura mas também ao comportamento provisório das diferentes fases de montagem (note-se que, durante as fases de montagem anteriores à conclusão das ligações, existe uma menor redundância estrutural).

As soluções das ligações a adoptar em estruturas pré-fabricadas de betão armado estão directamente relacionadas com a subdivisão dos diversos elementos. As principais vantagens duma solução pré-fabricada, face a uma *“in situ”*, são a redução dos trabalhos em obra e a rapidez de execução, logo é de extrema importância que a localização das ligações na solução pré-fabricada se verifique nos locais que permitam uma maior facilidade de execução. Ora estes locais, as extremidades das peças pré-fabricadas, coincidem, regra geral, com as zonas de maiores esforços em particular para as acções horizontais, como a acção sísmica.

Do ponto de vista do comportamento estrutural, a melhor localização para as ligações é nas zonas menos esforçadas, para diminuir a sua vulnerabilidade. Ora essas zonas estão normalmente localizadas aproximadamente a meia altura dos pilares e a um quarto do vão das vigas, o que, regra geral, dificulta a execução dessas ligações, ao mesmo tempo que pode tornar as peças pré-fabricadas mais complexas.

Outro aspecto importante quando se pensa numa solução pré-fabricada é o número de ligações a executar em obra, pois estas operações são normalmente mais demoradas e podem exigir materiais especiais. Por isso, é importante, por um lado, reduzir a quantidade de ligações mas, por outro lado, ter em consideração que esta redução leva à concepção de elementos pré-fabricados de maiores dimensões e geometrias mais complexas o que, por sua vez, pode criar dificuldades relacionadas com o fabrico, transporte e montagem dos mesmos. As ligações devem ser o mais *standard* possível, pois à medida que um trabalhador se familiariza com os processos necessários para a sua execução, a sua produtividade aumenta e a probabilidade de erro diminui.

As técnicas utilizadas na execução das ligações são equivalentes às utilizadas habitualmente em estruturas de betão armado e pré-esforçado *“in situ”* e em construção de soluções mistas, como por exemplo ligações com conectores mecânicos.

Ao planear as ligações deve-se permitir que o elemento seja colocado na sua posição final da forma mais simples possível devendo ser evitadas ligações em que existam varões de espera em duas direcções diferentes pois a sua ligação em obra pode-se tornar impossível, como mostra o exemplo A da Figura 2.1. Do mesmo modo também devem ser evitadas as ligações em que seja

necessário elevar um elemento segundo um ângulo inclinado, pois a operação de elevação torna-se mais delicada, sendo o manuseamento do elemento nessa posição mais difícil. Um detalhe de apoio em que esteja previsto um deslocamento horizontal só pode ser utilizado numa das extremidades do elemento. Pois caso contrário, torna-se impossível o seu posicionamento no local, como esquematizado no exemplo B da Figura 2.1.

As tolerâncias admissíveis em estruturas pré-fabricadas são substancialmente inferiores às das soluções betonadas “*in situ*”, devido à particularidade da fase de montagem e das ligações existentes nestas estruturas. O PCI lançou em 2004 um manual que contém recomendações sobre as tolerâncias a considerar em estruturas pré-fabricadas [3].

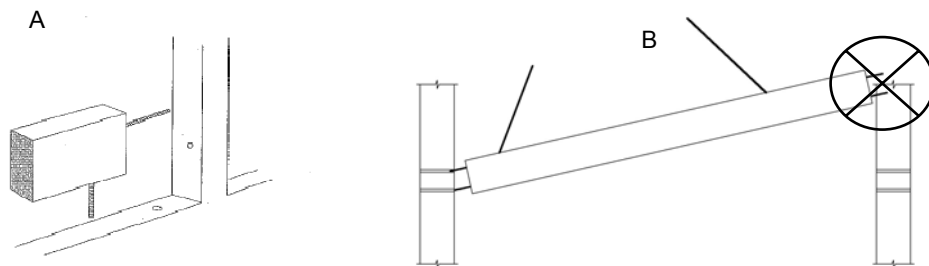


Figura 2.1 – Detalhes de ligações que tornam a montagem impossível (imagem A [26])

A nível económico as soluções pré-fabricadas têm a vantagem da redução dos prazos devido à produção em série, normalização e repetição dos processos. A palavra-chave na economia é a simplicidade de procedimentos.

2.2 Tipos de Ligações

Existe uma grande diversidade de soluções para ligações entre elementos pré-fabricados. Logo, para uma caracterização exhaustiva dos diferentes tipos de soluções é necessário recorrer a uma classificação em função de vários parâmetros, entre os quais, segundo Santos [4], se distinguem:

a) Tipos dos elementos ligados

Esta é a classificação mais utilizada sendo também a mais sugestiva:

- ligações **pilar – fundação**, entre as extremidades inferiores dos pilares e as fundações;
- ligações **pilar – pilar**, entre troços de pilar, em geral a meia altura;
- ligações **viga – pilar**, entre as extremidades das vigas e os pilares, nas regiões dos nós;
- ligações **viga – viga**, entre troços de vigas ou entre vigas principais e secundárias;
- ligações **laje – viga**, entre bordos das lajes e as vigas de suporte;
- ligações **laje – laje**, entre painéis de lajes pré-fabricados.

b) Processo de execução

Os processos de execução das ligações são muito variados e por vezes bastante complexos, podendo-se referir simplificadamente os seguintes tipos:

- ligações de **continuidade betonadas em obra**, na zona entre elementos pré-fabricados em que se estabelece a emenda de armaduras;
- ligações **pré-esforçadas**, aplicando um pós-esforço aos elementos pré-fabricados, através da junta de ligação;
- ligações **coladas**, normalmente com resinas epoxídicas, na superfície de contacto entre elementos;
- ligações **aparafusadas**, ligando os elementos pré-fabricados através de elementos metálicos e parafusos, de modo idêntico ao que é feito em estruturas metálicas ou mistas;
- ligações **soldadas**, soldando chapas ou outros elementos metálicos salientes dos elementos pré-fabricados a ligar;
- ligações de **atrito**, mobilizando o atrito induzido pelo peso próprio entre elementos.

c) Natureza do esforço predominante transmitido

Apesar de bastante sugestiva, esta classificação necessita, normalmente, da consideração da combinações de esforços:

- ligações de **compressão**;
- ligações de **tração**;
- ligações de **flexão**;
- ligações de **corte**.

d) Comportamento em flexão

Quanto ao comportamento à flexão as ligações são classificadas em:

- ligações **articuladas**: capazes de transmitir esforços axiais ou de corte, não tendo, no entanto, capacidade para transmitir momentos flectores;
- ligações de **continuidade total** (ou rígidas): ligações projectadas de acordo com as regras de betão armado e pré-esforçado e de estruturas metálicas, apresentando assim resistência e deformabilidade idênticas às correspondentes secções da estrutura monolítica moldada em obra;
- ligações de **continuidade parcial** (ou semirígidas): capazes de conferir um certo grau de monolitismo, sempre, inferior ao das correspondentes secções da estrutura monolítica moldada em obra; possuem maior deformabilidade rotacional.

No que diz respeito a detalhes de ligações é possível encontrar-se bibliografia específica detalhada da qual destaca-se o PCI, “Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete” [23].

2.3 Soluções para os Elementos Pré-fabricados

Existe uma grande diversidade de soluções para os elementos pré-fabricados de betão. Nos últimos 20 anos as estruturas pré-fabricadas têm evoluído para soluções cada vez mais complexas, em que a indústria de construção procura a optimização do uso de todas as componentes do edifício no sentido de as tornar mais eficientes e económicas [19].

O limite da concepção para as diversas soluções é a imaginação, sendo contudo necessário garantir o funcionamento correcto das soluções através de modelos de comportamento apropriados.

Apresentam-se nas partes seguintes diversas soluções para os vários elementos pré-fabricados e as respectivas ligações que podem ser concebidas, em que se focam soluções que permitem a continuidade estrutural aproximando-se, deste modo, do comportamento das estruturas betonadas “*in situ*”.

2.3.1 Laje

Normalmente a solução adoptada para as lajes condiciona, na maioria dos casos, as soluções dos restantes elementos estruturais, pois esta representa o elemento principal da estrutura. É importante que estes elementos, quando a funcionar em conjunto, confirmem um efeito de diafragma rígido, de modo a distribuírem de forma eficaz as forças horizontais pelos diferentes elementos resistentes verticais (paredes resistentes e pórticos). O efeito de diafragma do piso estrutural poderá ser implementado através da betonagem “*in situ*” (com armaduras) da face superior das lajes e de elementos de contorno, estabelecendo assim a ligação entre os diferentes elementos pré-fabricados [17] [19].

2.3.1.1 Pré-Laje Maciça

A utilização de pré-lajes em estruturas pré-fabricadas de betão apresenta enormes vantagens, entre elas a possibilidade de diminuir ou mesmo dispensar a necessidade de escoramento, servindo simultaneamente de cofragem para a betonagem da camada de compressão. A menor espessura da pré-laje facilita também o seu transporte, manuseamento e montagem em obra. Do ponto de vista estrutural, estes elementos são habitualmente analisados como elementos monolíticos, sendo, no entanto, necessário verificar a segurança ao corte entre os betões de idades diferentes devido às tensões que se verificam nessa superfície correspondente às cargas ou a efeitos diferidos no tempo tal como a retracção diferencial.

Este tipo de pavimento é composto por painéis de pré-laje maciça dispostos lado a lado. Cada painel pode ter até 2,5 m de largura (por motivos de transporte) e um comprimento igual ao vão a vencer. As pré-lajes devem ser dimensionadas para resistir ao seu peso próprio, à lâmina de compressão e a uma sobrecarga de construção (geralmente de 1 kN/m²), pois após a betonagem, e antes do betão iniciar a presa, a estrutura não funciona como um todo e a resistência é apenas assegurada pela pré-laje. Embora possam ser utilizados escoramentos durante a fase construtiva, é interessante, do ponto de vista económico, desenvolver sistemas que possibilitem a sua dispensa.

Esta solução tem como principal vantagem o facto de ser muito semelhante a uma solução de laje maciça betonada “*in situ*”, sendo possível a armação da laje em duas direcções. É ainda possível garantir a continuidade estrutural da laje sobre os apoios, permitindo assim a ligação de lajes em consola. A eficiente ligação entre os betões do pavimento asseguram um comportamento de diafragma rígido, e o seu bom desempenho sob acções sísmicas, não havendo riscos relativamente ao colapso progressivo da estrutura.

Na Figura 2.2 apresenta-se um painel de pré-laje maciça em que existem armaduras salientes da pré-laje com armaduras longitudinais superiores para aumentar a inércia durante a fase construtiva. Note-se que os estribos salientes contribuem também para a resistência ao corte na junta entre a laje pré-fabricada e o betão complementar.

A camada de compressão deve ter no mínimo uma espessura de 0,05 m, sendo que localmente não deve ser inferior a 0,03 m de modo a garantir o recobrimento necessário [5].



Figura 2.2 – Pré-laje maciça com estribos salientes¹

2.3.1.2 Laje Alveolar

Os pavimentos de lajes alveolares (ou alveoladas) são compostos por pranchas pré-fabricadas dispostas lado a lado. Estas pranchas têm, em geral, 1,2 m de largura e comprimento igual ao vão a vencer (ver Figura 2.3). Os alvéolos são moldados longitudinalmente durante o processo construtivo e a única armadura da prancha são fios pré-tensionados dispostos na direcção longitudinal. O seu comportamento é comparável ao de uma laje monolítica com armadura resistente unidireccional.

As lajes alveolares vencem vãos até 20 m e as espessuras das pranchas podem variar de 0,12 m a 0,80 m. Em geral estas pranchas são solidarizadas em obra com uma camada de betão complementar, armada, com um mínimo de 0,05 m de espessura. A espessura total em pavimentos deste tipo de laje pode ser estimada com base na expressão: $h \approx l / (35 \text{ a } 40)$ [18].

A existência dos alvéolos corresponde a uma redução do peso próprio e melhora o seu isolamento térmico. Estas lajes são autoportantes logo não necessitam de escoramento, traduzindo-se numa maior velocidade de execução dos pavimentos.

¹ Foto gentilmente cedida pela Prefabricados Castelo



A



B

Figura 2.3 – A – Armazenamento de lajes alveolares em pilhas, B – montagem das lajes alveolares em obra

2.3.1.3 Laje Minos

Este tipo de laje, em Portugal, tem vindo a ser desenvolvido e aplicado pela empresa Prefabricados Castelo.

Os pavimentos de lajes minos são muito semelhantes aos de lajes alveolares, sendo também compostos por pranchas pré-fabricadas dispostas lado a lado. Estas pranchas podem ter 1,2 m ou 0,6 m de largura e comprimento igual ao vão a vencer. Tal como no caso das lajes alveolares a única armadura da prancha são os fios pré-tensionados dispostos na direcção longitudinal sendo o seu comportamento comparável ao de uma laje monolítica com armadura resistente unidireccional. A zona interior da laje é preenchida por um aligeiramento que pode ser de poliestireno expandido ou outro material semelhante (ver Figura 2.4). Esta zona oca também pode ser utilizada para a passagem de tubagens caso seja necessário.

A espessura deste tipo de laje varia entre 0,26 m a 0,40 m com contabilização de uma camada de betão complementar, o que permite vencer vãos da ordem dos 10 m, sendo que a altura mínima do elemento pré-fabricado é de 0,22 m (ver Figura 2.5).



Figura 2.4 – Pré-laje Minos com aligeiramento de poliestireno expandido²

² Foto gentilmente cedida pela Prefabricados Castelo

O aligeiramento contribui para a redução do peso próprio e melhora o seu isolamento térmico. Tal como as lajes alveolares estas lajes também são autoportantes embora para vãos menores, podendo ser adoptados os escoramentos necessários para vãos maiores.



Figura 2.5 – Altura mínima da pré-laje minos³

2.3.1.4 Ligações com elementos laje

As ligações entre os elementos pré-fabricados definem, em grande parte, a viabilidade ou não da solução de pré-fabricação, por isso é, importante que sejam simples, económicas, de fácil execução em obra e eficazes do ponto de vista estrutural. Apresentam-se de seguida diversas soluções das principais ligações com elementos de laje.

a) Ligações Laje – Laje

Existem dois tipos principais de ligações laje – laje: ligações de topo entre extremidades de duas pranchas de laje e ligações laterais entre dois painéis de laje adjacentes.

A primeira é normalmente utilizada numa ligação que inclui, em geral, vigas ou bandas de laje maciças e permite a existência de continuidade sobre os apoios. A segunda depende principalmente do tipo de laje adoptado, em que as juntas longitudinais entre painéis são solicitadas essencialmente ao corte. No caso de se tratarem de pré-lajes maciças é possível obter continuidade de flexão através das armaduras transversais dos painéis e obter-se, deste modo, um comportamento bidireccional da laje (ver Figura 2.6). Apesar da diminuição do braço nesta ligação tem-se o dobro da armadura não implicando, deste modo, uma redução do momento resistente na laje.

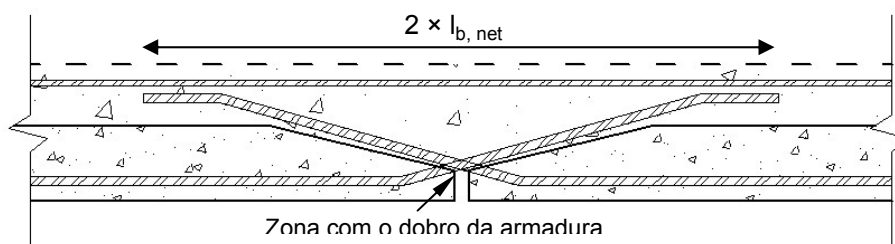


Figura 2.6 – Ligação laje – laje entre duas pré-lajes maciças

³ Foto gentilmente cedida pela Prefabricados Castelo

No caso das lajes alveolares ou das lajes minos as juntas longitudinais deverão possuir uma superfície rugosa ou indentada de modo a aumentar a resistência ao corte conferida pelo betão ou argamassa de preenchimento, tal como se mostra na Figura 2.7. É de notar que a força horizontal H tem de ser absorvida lateralmente, caso contrário as pranchas têm tendência a separar-se uma da outra [26]. Esta cintagem lateral é conseguida por bandas laterais betonadas “*in situ*” ou, em geral, pelas próprias vigas laterais. Este tipo de ligação não permite o funcionamento da laje nas duas direcções pois não existe continuidade de armadura inferior na direcção transversal aos painéis.

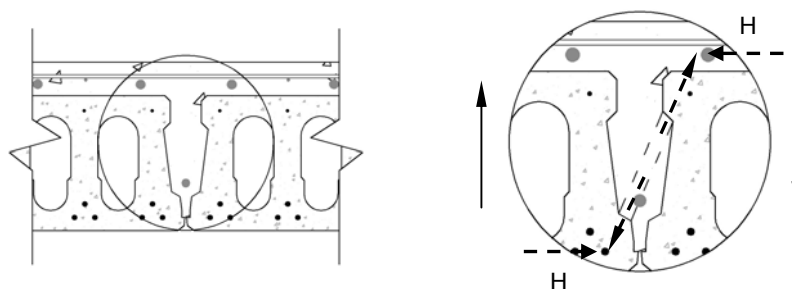


Figura 2.7 – Mecanismo de transferência da força de corte entre duas pranchas de laje alveolar.

Refira-se que o trabalho desenvolvido por Menegotto [20] concluiu, que no caso de pisos pré-fabricados submetidos a acções cíclicas, a utilização de um padrão ondulado, abaixo da junta indentada, aumenta consideravelmente a ductilidade do comportamento, como no caso da laje alveolar apresentada na Figura 2.8.

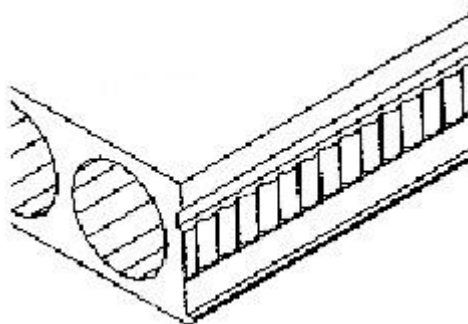


Figura 2.8 – Junta ondulada de lajes alveolares [20].

b) Ligação Laje – Viga

A ligação entre lajes e vigas pré-fabricadas depende não só do processo construtivo destes elementos como também da continuidade estrutural desejada na viga de apoio. Em zonas sísmicas são aconselháveis soluções de ligações que envolvam a betonagem local da ligação.

A superfície de contacto entre a pré-laje, a pré-viga e o betão complementar deve ser o mais rugosa possível, de modo a garantir uma melhor ligação entre os elementos. Na Figura 2.9 são ilustradas as soluções típicas para a ligação entre estes dois elementos, sendo que qualquer uma é independente do tipo de solução de laje adoptada. Note-se que os estribos salientes da pré-viga destinam-se não só a resistir ao esforço transversal, mas também a garantir a resistência ao corte na junta entre a viga pré-fabricada e o betão complementar. A utilização de cachorros para apoiar as

pré-lajes durante a fase construtiva e assim evitar o uso de escoramentos é opcional, devendo-se optar pela solução considerada mais económica e esteticamente enquadrada.

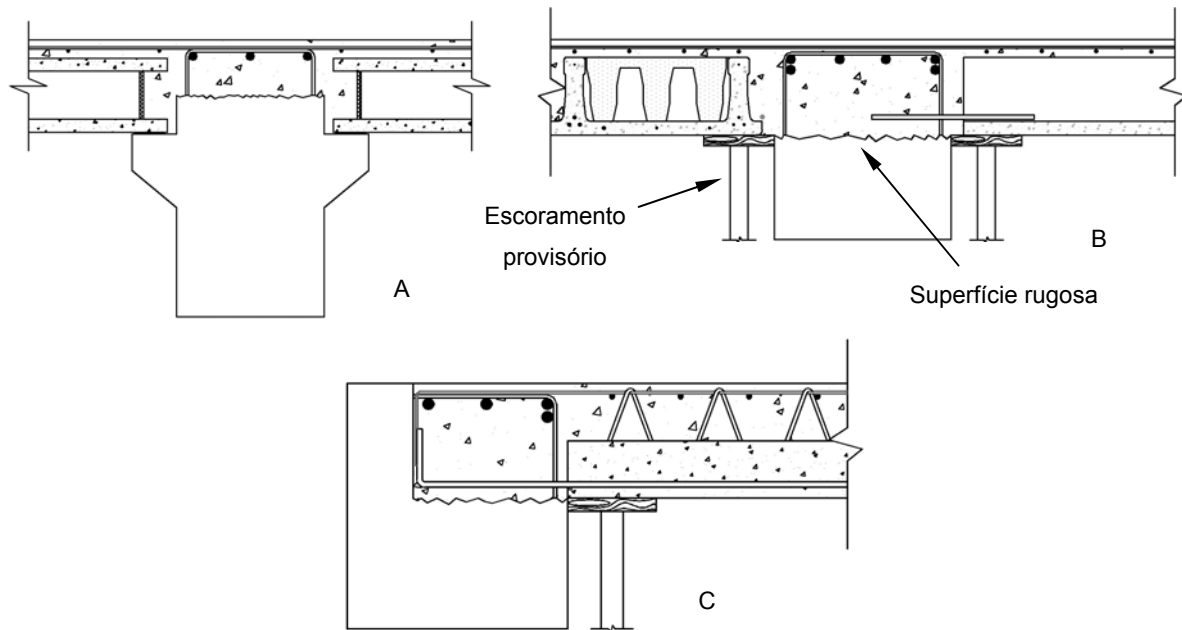


Figura 2.9 – Ligações laje – viga, A – laje alveolar, B – laje minos, C – pré-laje maciça

Na Figura 2.9 A, é representada a ligação entre uma viga interior e dois painéis de laje orientados segundo a mesma direcção, obtendo-se assim um comportamento com clara continuidade nessa direcção de maior inércia similar ao de uma laje maciça betonada “*in situ*”. Na Figura 2.9 B, a ligação da viga interior com a laje é realizada entre painéis em direcções perpendiculares o que diminui a sua capacidade de transmissão de momentos negativos, como será avaliado com mais detalhe no exemplo de aplicação.

c) Ligação Laje – Parede

A ligação laje – parede resistente pode ser executada de duas maneiras diferentes: pelo topo dos painéis de laje ou lateralmente.

No primeiro caso existem duas hipóteses distintas, uma com betonagem “*in situ*” do nó de ligação e outra sem. Caso se opte pela betonagem do nó de ligação (ver Figura 2.10 A), é possível dar continuidade à armadura superior da laje, o que permite um melhor controle da abertura de fendas, traduzindo-se num melhor comportamento da solução em serviço. Se se optar pela não betonagem do nó de ligação (ver Figura 2.10 B), são deixadas armaduras de espera na parede resistente na zona de ligação, posteriormente betonadas em conjunto com a camada de compressão da laje. Esta solução tem a vantagem de simplificar a execução das paredes resistentes uma vez que não é necessária a execução de negativos.

No segundo caso, a ligação entre a laje e a parede resistente destina-se essencialmente a transmitir forças de corte devido às acções horizontais. Para tal, são deixadas armaduras de espera na parede com algum afastamento, sendo posteriormente betonadas em conjunto com a camada de compressão da laje, incluindo também as zonas dos aligeiramentos junto à parede (ver Figura 2.11).

Refere-se que também é possível realizar esta ligação através do processo corrente de ligação de lajes de caves betonadas "in situ" às paredes de contenção, através da execução de ferrolhos como ilustrado na Figura 2.12. Realce-se que este tipo de ligação, pode também ser previsto pelo topo dos painéis de laje verificando-se uma betonagem local das extremidades da laje.

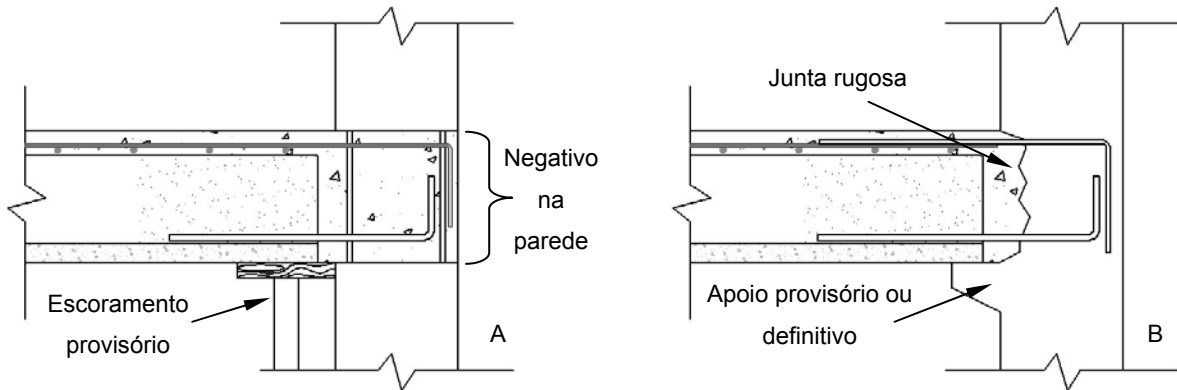


Figura 2.10 – Ligações laje – parede resistente

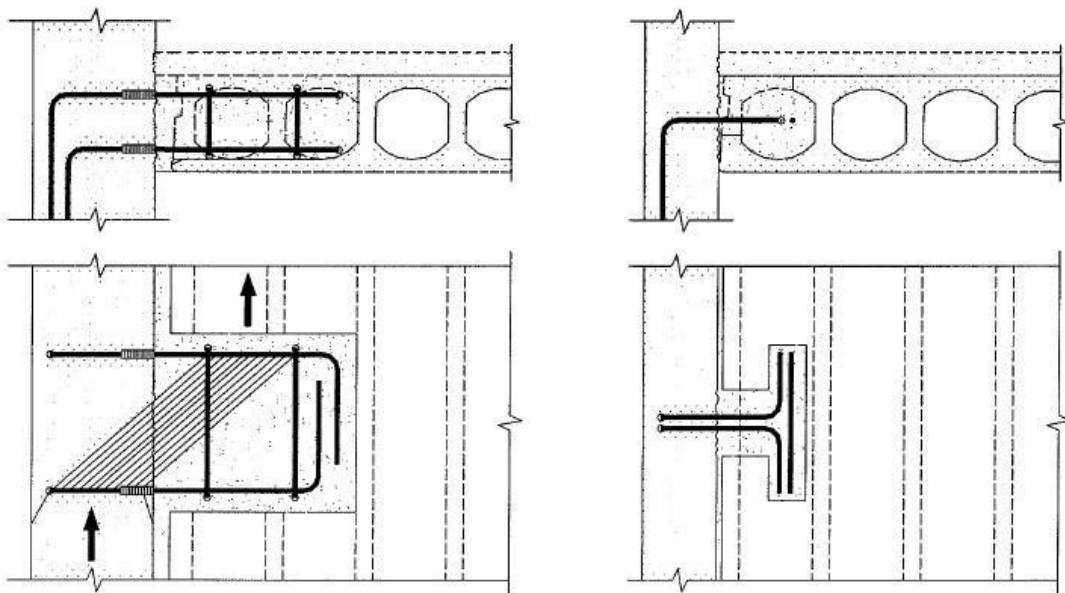


Figura 2.11 – Ligação longitudinal entre uma laje alveolar e uma parede resistente [26]

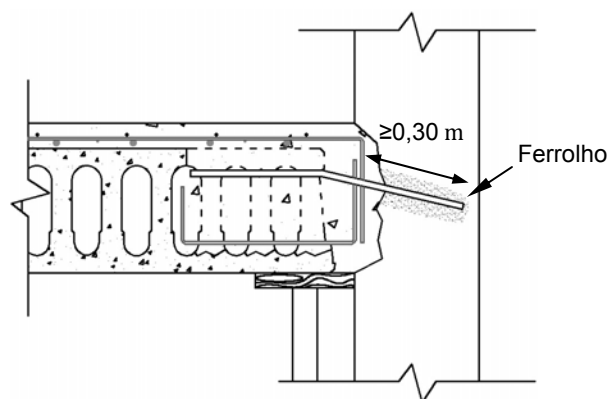


Figura 2.12 – Ligação laje – parede através da execução de ferrolhos

É de salientar que o uso dos cachorros nestas ligações é opcional. Como vantagem aponta-se a possibilidade de dispensa do uso de escoramentos em obra, promovendo uma maior rapidez na execução dos trabalhos e como aspecto menos positivo, o facto de dificultar o processo construtivo das paredes.

d) Ligação Laje – Pilar

Este tipo de ligação ocorre quando a secção da viga é menor que a largura do pilar ou quando não existe viga de todo. No caso de se tratar de uma laje fungiforme, este tipo de ligação passa a ter um papel fundamental no comportamento da estrutura.

No caso de se ter uma laje unidireccional apoiada numa viga, a ligação entre a laje e o pilar, caso as dimensões do pilar sejam reduzidas, pode ser feita através de um apoio metálico, apenas para equilibrar os painéis de laje durante a fase construtiva (ver o exemplo da Figura 2.13) pois este tipo de ligação não é determinante no comportamento global da estrutura, não sendo por isso necessário dar continuidade às armaduras. Caso as dimensões do pilar sejam consideráveis é possível dar continuidade das armaduras da laje no nó de ligação do pilar com a viga, como é ilustrado na Figura 2.14.

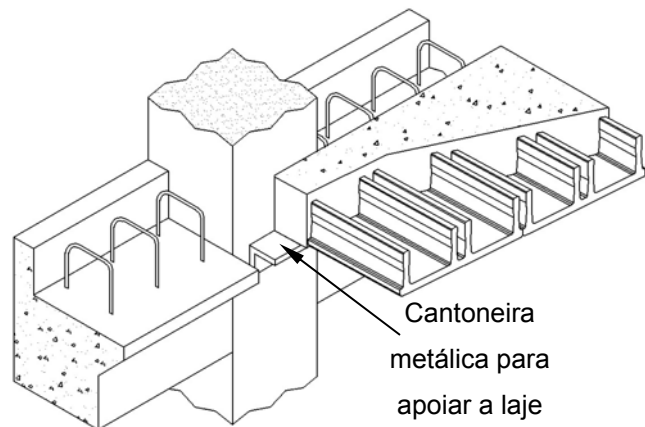


Figura 2.13 – Apoio para equilibrar a laje durante a fase construtiva

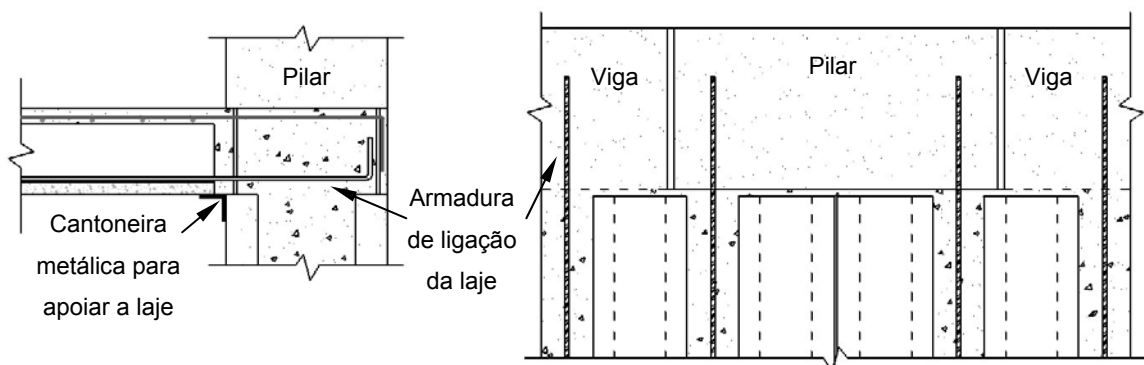


Figura 2.14 – Ligação laje – pilar com continuidade de armaduras

2.3.2 Viga

Para garantir um comportamento mais próximo do monolítico a parte superior da viga deve ser betonada “*in situ*” juntamente com a camada de compressão da laje. A altura da pré-viga é dimensionada para resistir ao seu peso próprio, ao peso da camada de betão moldada em obra e à parcela do peso da laje correspondente. Tal como no caso da laje, há que ter em atenção ao facto da viga, durante a fase construtiva, ter menores dimensões, pois não pode ser tido em consideração o betão moldado em obra.

De seguida apresentam-se possíveis soluções de ligações entre a viga e outros elementos, sendo que a ligação laje – viga já foi discutida na secção 2.3.1.4 b), a qual depende do tipo de laje a ligar.

a) Ligação Viga – Pilar

Esta é uma ligação de grande responsabilidade na concepção de estruturas pré-fabricadas de betão, em especial em zonas com alguma sismicidade, pois dela depende a capacidade de dissipar energia nos sistemas porticados. Por isso, este tipo de ligação tem sido alvo de vários estudos recentes no que respeita aos tipos de soluções existentes e ao seu comportamento a acções horizontais.

As ligações rígidas entre vigas e pilares mais comuns exigem, normalmente, a betonagem do nó de ligação em obra. Existem diversas soluções para este tipo de ligação, consoante a localização do pilar (interior ou exterior) ou a existência simultânea de outros tipos de ligações, tais como viga – viga ou pilar – pilar.

Recorre-se normalmente a consolas curtas (cachorros) para apoiar a viga no pilar, podendo estes apoios ser provisórios (metálicos) ou definitivos (metálicos ou em betão armado pré-fabricados conjuntamente com os pilares). Estas consolas, segundo Silva [5], devem garantir um apoio mínimo de 10 cm de comprimento para evitar o risco de rotura da sua aresta (em consolas em betão armado) ou de queda da própria viga, durante a construção.

A face das vigas e pilares destinada a estar em contacto com o betão moldado em obra deve ser rugosa ou indentada de modo a aumentar a aderência entre os betões e melhorar a resistência ao corte da ligação.

Um ponto importante neste tipo de ligação e de resolução mais delicada é o congestionamento das armaduras na zona do nó de ligação. Note-se que o grau de complexidade da ligação é tanto maior quanto maior for o número de elementos a ligar. As ligações com recurso ao pré-esforço apresentam vantagens neste aspecto pois diminuem a quantidade de armadura na zona do nó. A Figura 2.15 ilustra uma ligação viga – pilar em que a continuidade das armaduras inferiores é garantida pela sobreposição das mesmas enquanto na Figura 2.16 essa continuidade resulta da aplicação do pré-esforço nas barras que substituem a armadura inferior no apoio. Na Figura 2.17 é apresentada a ligação de uma viga em que na zona da ligação com o pilar, a viga tem uma secção em U para permitir a continuidade das armaduras inferiores.

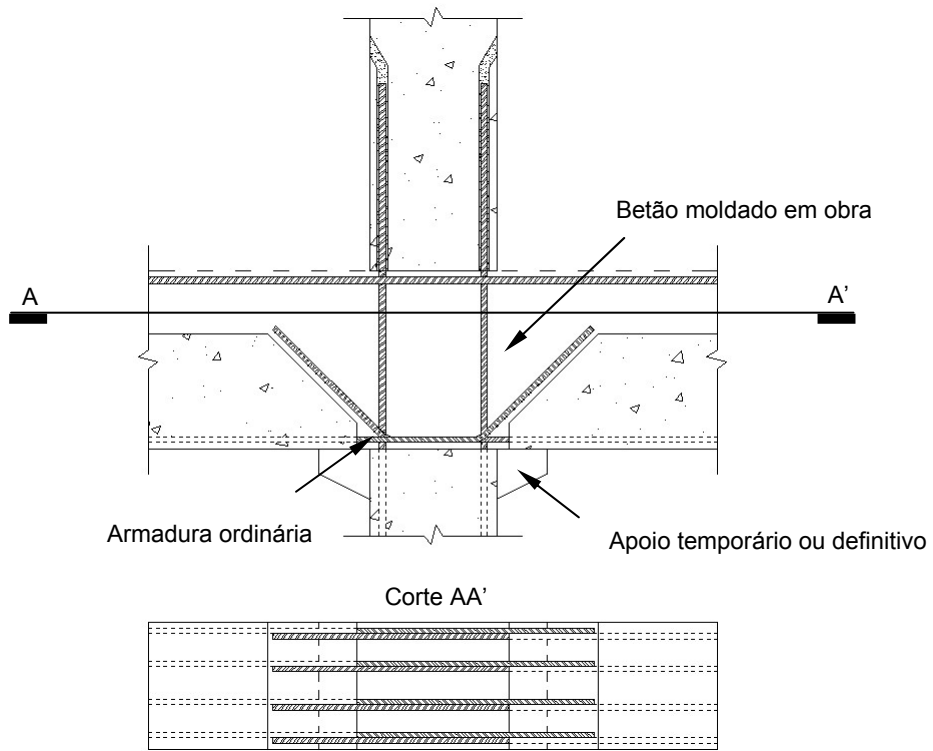


Figura 2.15 – Ligação viga – pilar com amarração das armaduras inferiores da viga no nó

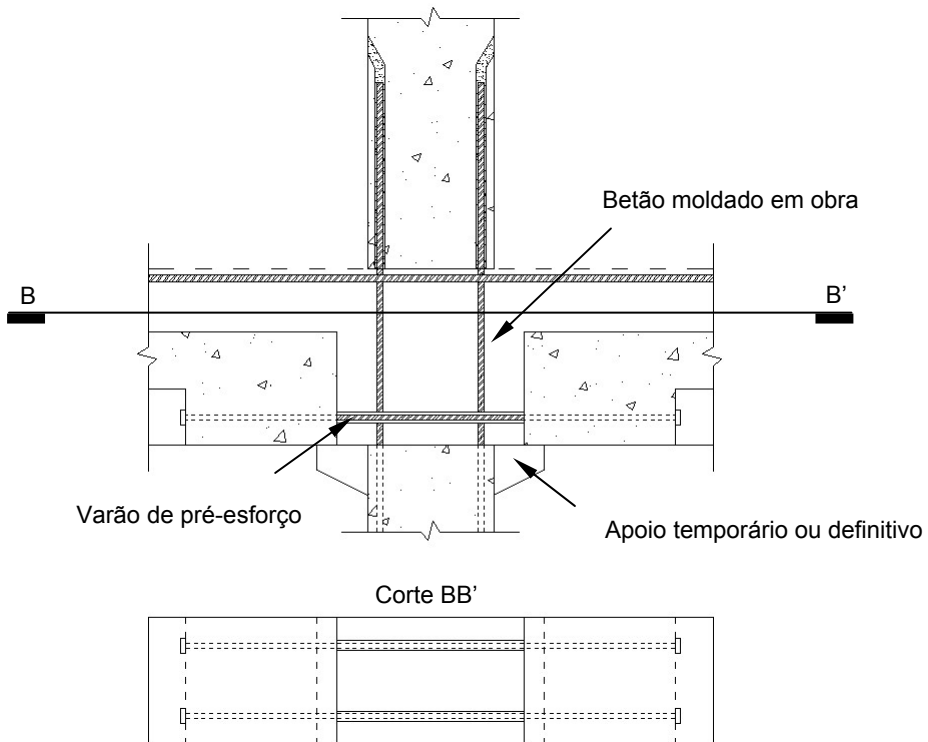


Figura 2.16 – Ligação viga – pilar com recurso a pré-esforço

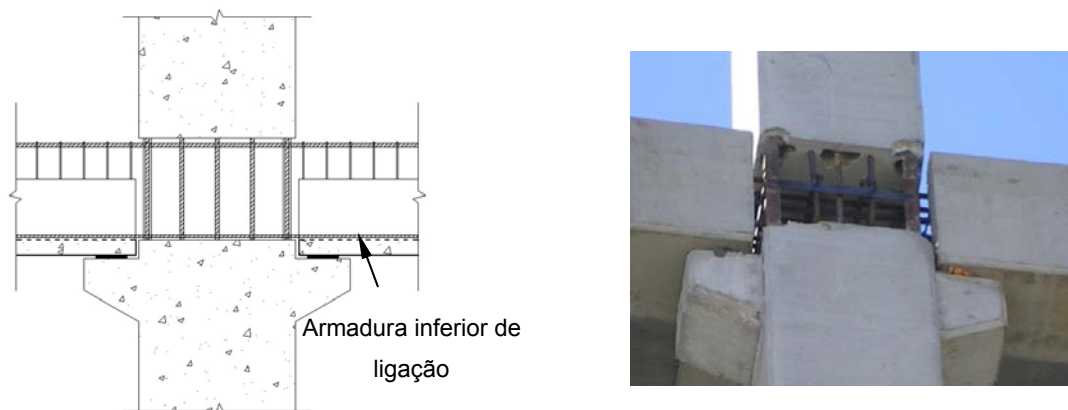


Figura 2.17 – Ligação viga – pilar com continuidade de armaduras⁴

As características de comportamento de juntas de construção submetidas a momentos flectores e esforços transversos significativos, como nas ligações viga – pilar, foram alvo de um estudo experimental por Cavaco [21], complementado por outros ensaios com resultados, ainda não publicados, que apontam para que mesmo não existindo consola definitiva de apoio da viga no pilar as características de comportamento em termos de resistência e ductilidade são adequadas desde que, sejam adoptadas pormenorizações adequadas como armaduras de alma e tratamentos de superfície correctos.

Existem também soluções de continuidade na ligação viga – pilar que não envolvem a betonagem do nó *“in situ”*. É exemplo a ligação desenvolvida por Reis [22], em que a continuidade nas armaduras é conseguida através de emendas mecânicas e para as armaduras inferiores também por injeção da junta com calda de cimento. Apresenta-se na Figura 2.18 esta ligação, a qual, de acordo com o trabalho desenvolvido, se concluiu ter uma performance semelhante à de uma estrutura monolítica classificada como de ductilidade normal, segundo o REBAP [11].

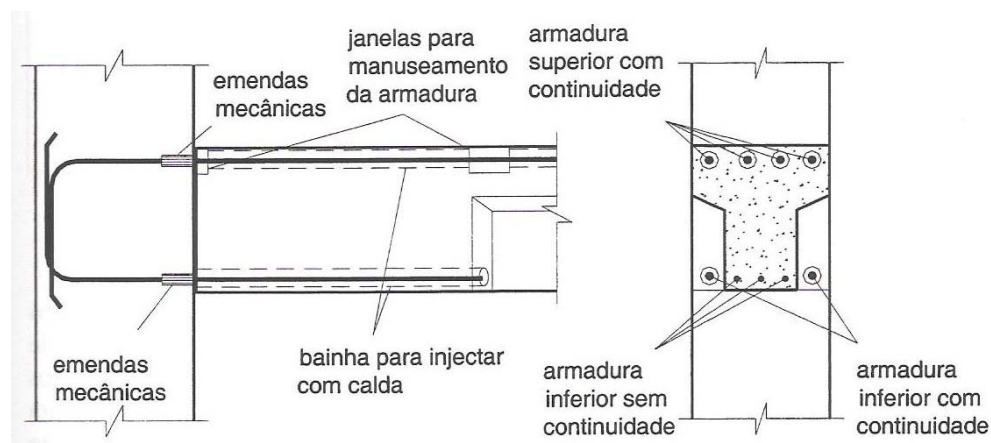


Figura 2.18 – Ligação viga – pilar desenvolvida por Reis [22]

⁴ Foto gentilmente cedida pela Prefabricados Castelo

b) Ligação Viga – Viga

A ligação viga – viga divide-se essencialmente em duas situações distintas: ligação entre vigas com o mesmo eixo (coaxiais) e entre vigas secundárias e vigas principais (normalmente vigas perpendiculares).

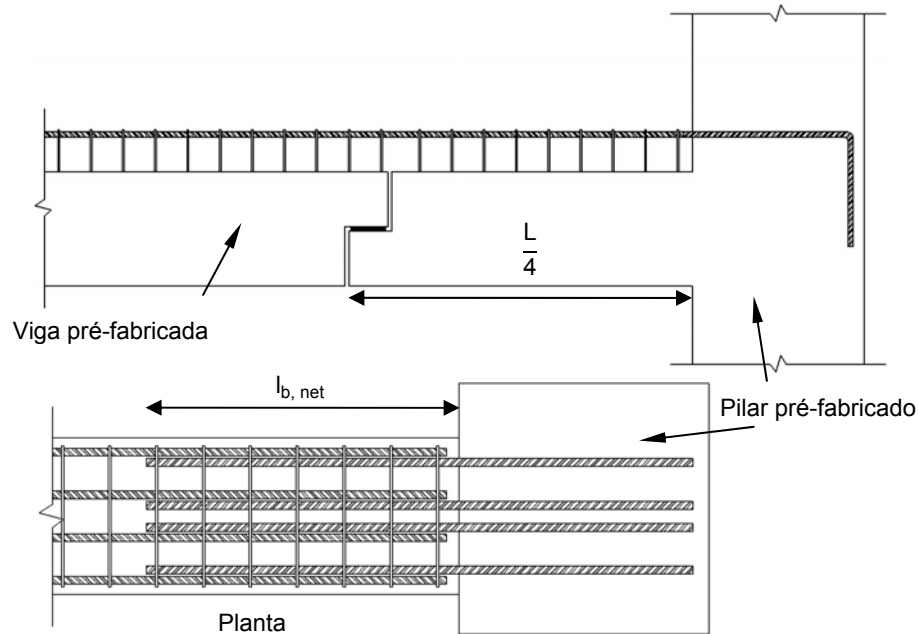


Figura 2.19 – Ligação viga – viga coaxial

A ligação entre vigas com o mesmo eixo ocorre, normalmente, quando se pretende deslocar a ligação para fora da região crítica (nó entre a viga e o pilar). Apresenta-se na Figura 2.19 um exemplo deste tipo de ligação, em que o primeiro quarto de vão da viga é pré-fabricado em conjunto com o pilar. A ligação dá-se assim na zona da viga em que os momentos são mais baixos. Neste exemplo apenas existe continuidade das armaduras superiores na ligação, o que não é aconselhado em zonas de elevada sismicidade.

Na Figura 2.20 é apresentada uma ligação viga secundária – viga principal, com pré-fabricação de vigas em U, em que a continuidade das armaduras inferiores é feita através de negativos deixados na viga principal e das armaduras superiores com a betonagem da parte superior da viga “*in situ*”.

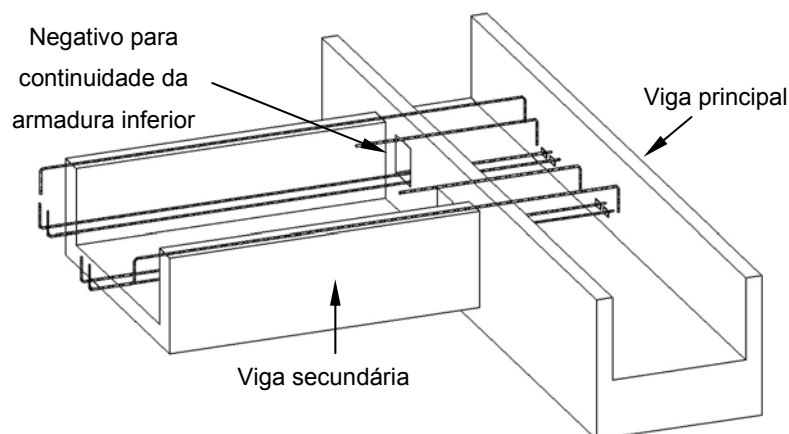


Figura 2.20 – Ligação viga – viga entre uma viga principal e uma secundária

c) Ligação Viga – Parede

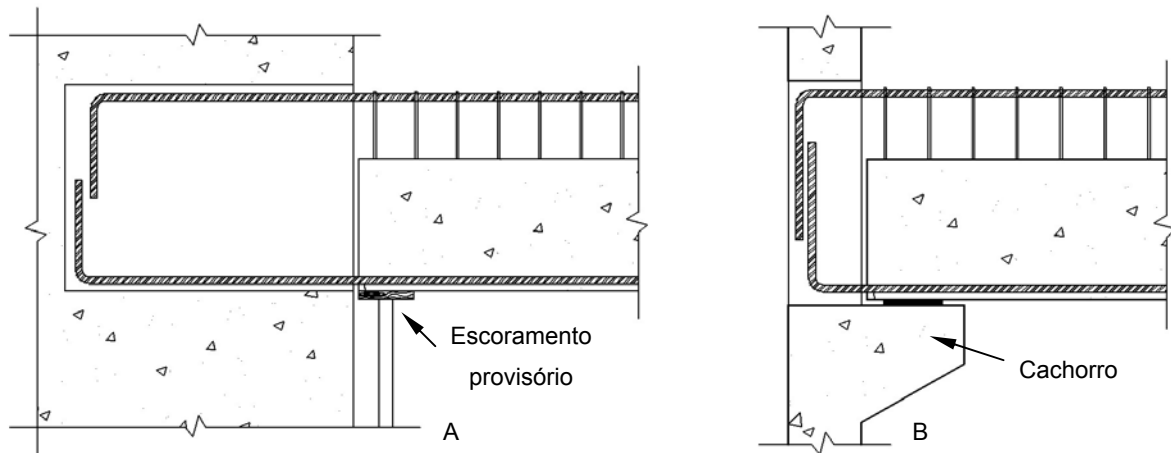


Figura 2.21 – Ligação viga – parede resistente, A – ligação paralela, B – ligação perpendicular

Caso esta ligação seja considerada contínua no modelo estrutural (opção aconselhável em zonas sísmicas) é necessário materializar essa continuidade em obra, e a forma mais simples de obter esse resultado é através da betonagem do nó de ligação da viga com a parede resistente. Para tal, é deixado um negativo na parede, betonado “*in situ*” em conjunto com as armaduras da viga, como se pode ver na Figura 2.21. O uso do “cachorro” nesta ligação é, mais uma vez, uma opção mais prática do que estrutural, visto a sua necessidade cingir-se essencialmente à fase construtiva, sendo que a sua utilização pode ser evitada se a viga for devidamente escorada durante esta fase.

2.3.3 Pilar

Normalmente os pilares são os elementos pré-fabricados com maiores dimensões, pois há vantagens em serem pré-fabricados de modo a corresponderem a três ou quatro pisos (12 m), diminuindo assim o número de ligações a efectuar em obra. O grande comprimento destas peças condiciona o seu manuseamento durante a montagem das mesmas, por isso, devem ser especificados os pontos de elevação principalmente nos casos onde existe a betonagem “*in situ*” dos nós de ligação viga – pilar.

No dimensionamento dos pilares deve-se ter especial atenção à estabilidade dos pilares quando colocados na sua posição final, pois estes funcionam como consolas (usualmente com 12 m de comprimento). No caso de se tratarem de pilares com betonagem “*in situ*” dos nós de ligação com as vigas, devem ser utilizados perfis metálicos para dar a rigidez necessária para a estabilidade do elemento até a sua colocação na posição final.

a) Ligação Pilar – Fundação

Existem essencialmente três tipos de ligações pilar – fundação. Do ponto de vista da pré-fabricação a mais simples e económica é a ligação em cálice, que consiste no encaixe do pilar num “copo” existente na sapata de fundação.

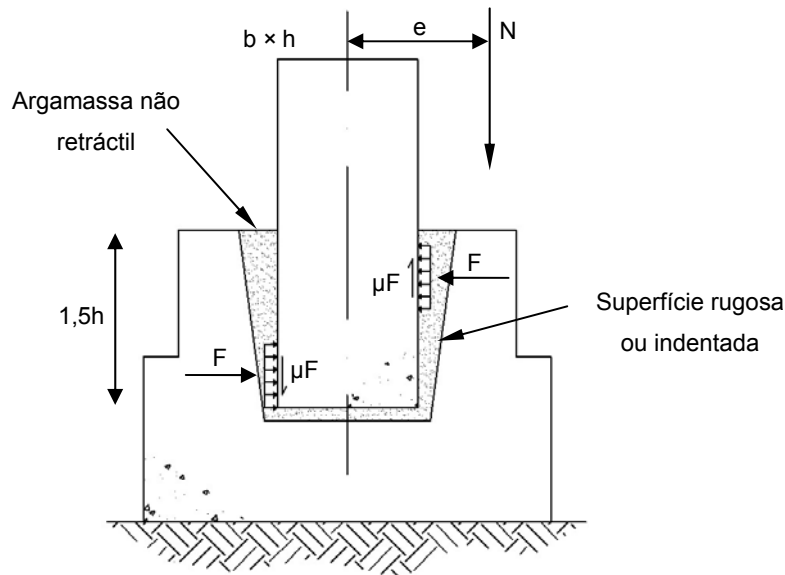


Figura 2.22 – Ligação pilar – fundação em cálice, comportamento mecânico

Tem como principais vantagens o facto de oferecer uma maior tolerância dimensional ao mesmo tempo que permite um processo construtivo simples e de fácil execução, não implicando modificações no pilar para permitir a ligação. É ainda capaz de absorver momentos flectores, o que permite considerar os pilares encastrados na base. É também possível evitar o uso de escoramentos do pilar através da utilização de cunhas de madeira na folga do cálice com o pilar, as quais são posteriormente retiradas após a presa do material de preenchimento.

A principal desvantagem é o facto de necessitar de sapatas mais altas, devido ao comprimento necessário para produzir o efeito de encastramento no cálice.

Segundo a FIB [26] existe falta de informação analítica ou experimental sobre o verdadeiro comportamento deste tipo de ligação apesar de existirem modelos, em particular de escoras e tirantes desenvolvidos para um dimensionamento adequado [16] [31].

A altura mínima recomendada para a profundidade do cálice é de 1,5 vezes a altura do pilar, sendo que, quanto maior for esta profundidade maior é a capacidade da ligação mobilizar momentos flectores. Estes momentos flectores são gerados pelo binário de forças de compressão e corte existentes no cálice, tal como se pode ver na Figura 2.22. Para aumentar a fricção entre o pilar e a sapata de fundação a superfície entre estes deve ser o mais rugosa possível. As paredes do cálice devem ser armadas para resistir às forças F , que surgem devido aos momentos flectores transmitidos pelo pilar.

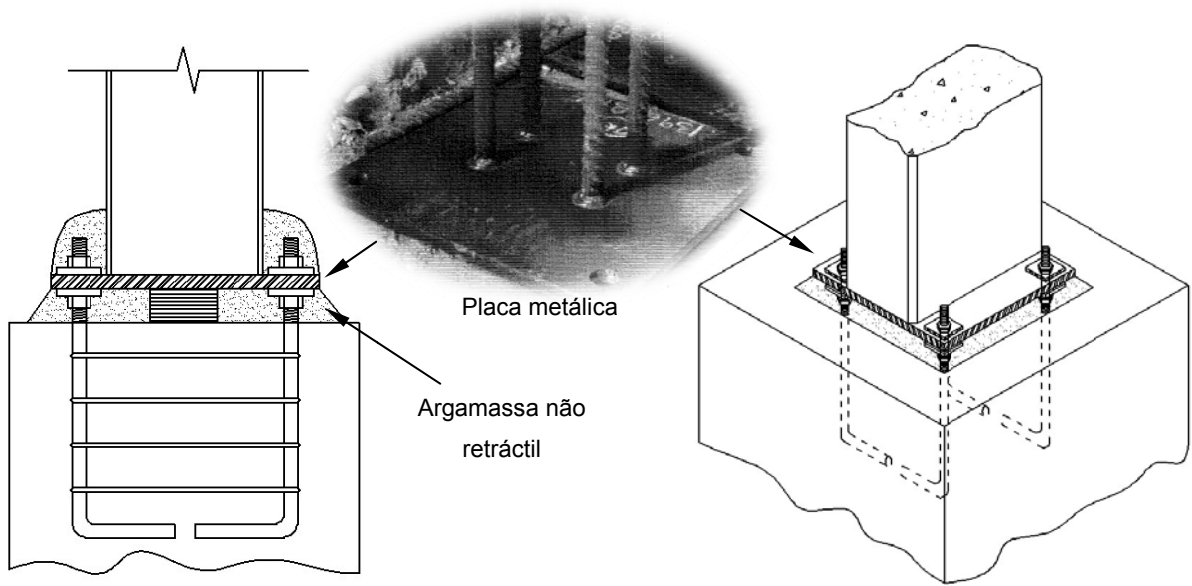


Figura 2.23 – Ligação pilar – fundação através de placas metálicas

Outra ligação possível com a fundação é através da utilização de placas metálicas na base dos pilares, as quais são aparafusadas à fundação (ver Figura 2.23). As placas, às quais são soldadas as armaduras longitudinais dos pilares, deverão ter uma dimensão superior à dos pilares para permitirem a transmissão de momentos através da ligação. Este tipo de ligação, quando comparada com a ligação em cálice, exige um maior cuidado na pré-fabricação dos pilares, além de exigir a utilização de pormenores metálicos que complicam um pouco a execução em obra. Por outro lado, permite uma estabilidade imediata após a ligação e a profundidade necessária para a fundação não é tão elevada.

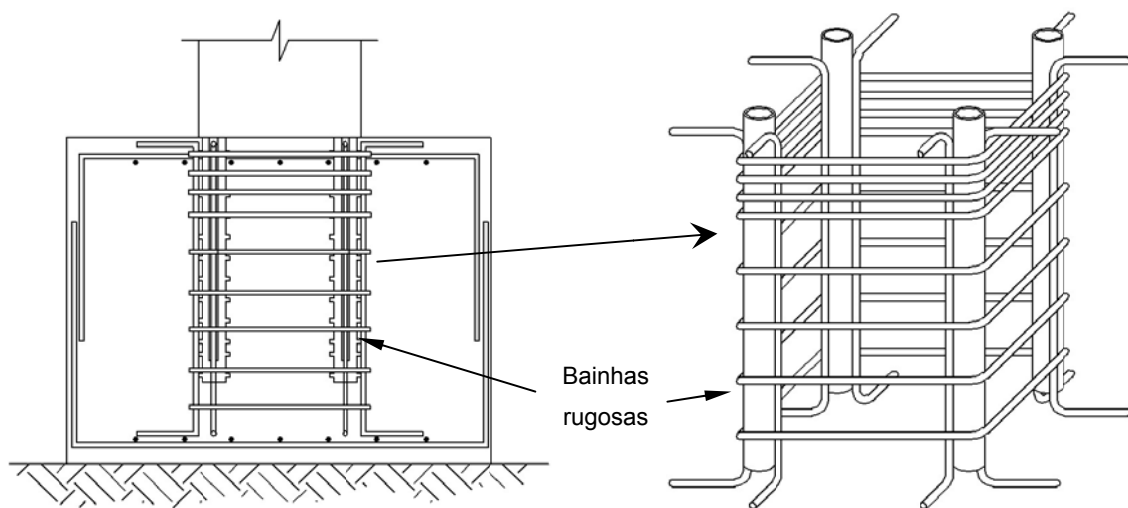


Figura 2.24 – Ligação pilar – fundação através de bainhas existentes na sapata

Por último, a ligação através de bainhas é feita através de varões de aço que ficam em espera, ou na fundação ou na base do pilar, os quais encaixam nas bainhas que são posteriormente

preenchidas com *grout* (ver Figura 2.24). É uma ligação de fácil execução que permite sapatas equivalentes às de uma solução “*in situ*”, apresentando como principais desvantagens o facto de precisar de escoramento e de alguma precisão no posicionamento dos varões de espera.

A opção de escolha entre as ligações em cálice, de placas metálicas ou de bainhas dependerá das condições existentes para a produção e construção, mais do que das exigências estruturais.

b) Ligação Pilar – Pilar

Existem duas situações possíveis na localização da ligação pilar – pilar. Esta pode acontecer na zona de ligação com as vigas ou a meia altura entre pisos, sendo que, no primeiro caso, existe a vantagem de diminuir o número de ligações a efectuar em obra, embora o tipo de ligação a efectuar seja mais complicado. No segundo caso a ligação é feita numa zona em que os momentos no pilar são mais baixos, sendo portanto a sua eficiência menos crítica para o comportamento da estrutura.

Na Figura 2.25 apresenta-se uma ligação aparafusada muito semelhante à ligação pilar – fundação do mesmo tipo. Esta ligação a ser executada na zona da ligação viga – pilar permite que a viga seja, neste caso, contínua e a ligação entre vigas executada aproximadamente a um quarto do vão.

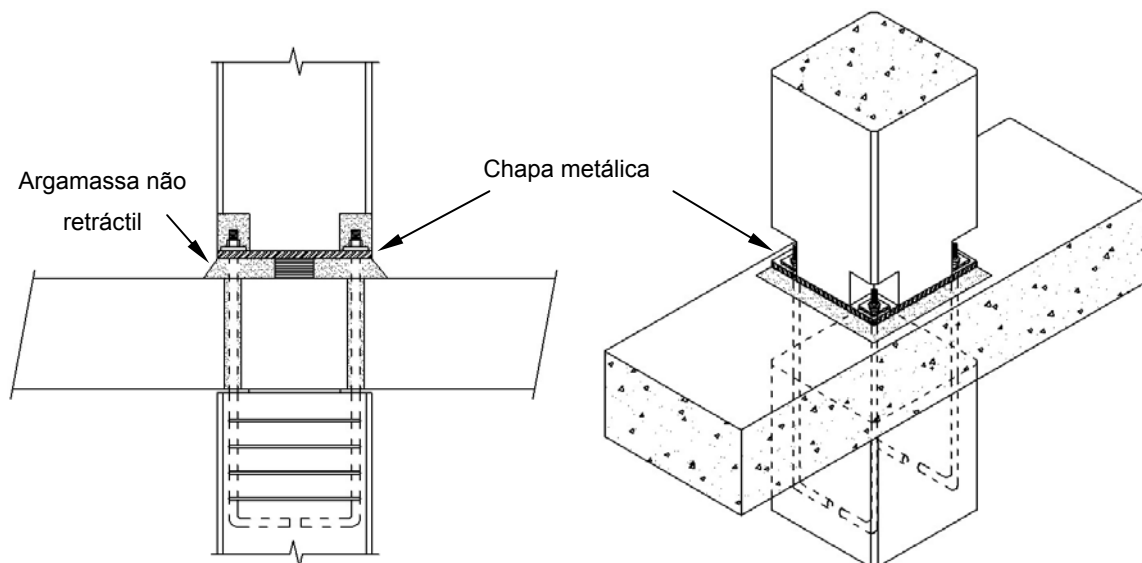


Figura 2.25 – Ligação pilar – pilar através de base metálica

Na ligação A da Figura 2.26 é apresentada uma ligação entre pilares através de bainhas que encaixam nos varões de espera do pilar inferior, sendo posteriormente preenchidas com um *grout* de retracção controlada para preencher a ligação. Na imagem B da mesma figura a continuidade das armaduras é garantida através de conectores que são enroscados à armadura dos pilares sendo depois o espaço preenchido com *grout*.

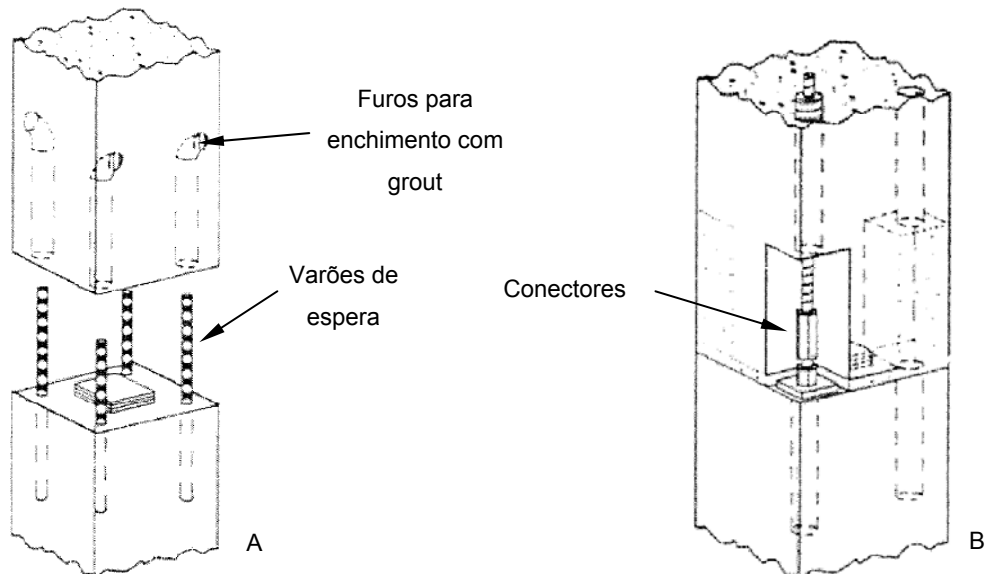


Figura 2.26 – Ligação pilar – pilar, A – através de bainhas, B – através de conectores [26]

2.3.4 Parede Resistente

A eficiência das paredes resistentes pré-fabricadas dependem da sua capacidade para transmitir, para além dos efeitos axiais (compressão, mas também tracção), as forças de corte entre os diferentes painéis pré-fabricados, quer na vertical quer na horizontal. Na Figura 2.27 apresenta-se o esquema de transmissão de forças de corte nas juntas entre painéis de dimensões consideráveis.

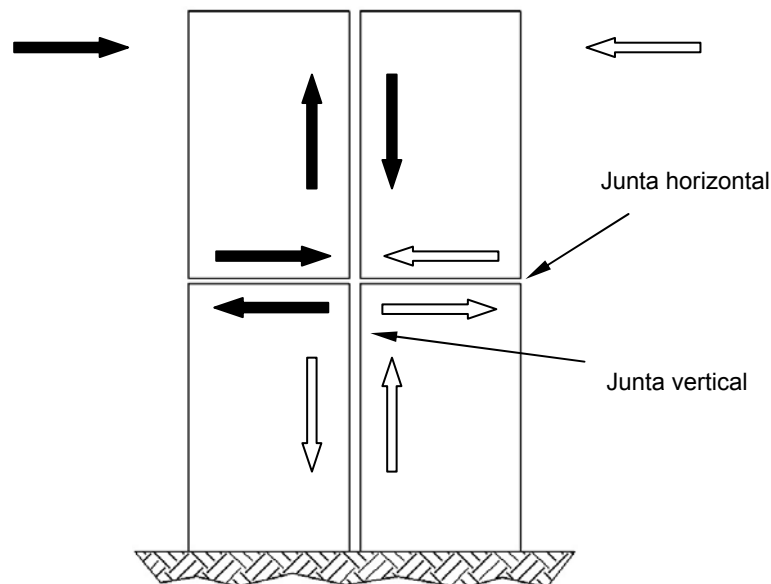


Figura 2.27 – Transmissão de forças de corte entre painéis de parede

Como é conhecido do comportamento das paredes resistentes, as forças horizontais têm tendência a gerar forças de tracção superiores nas extremidades, devendo este efeito deve ser tomado em consideração na concepção da ligação entre os diferentes painéis (ver Figura 2.28).

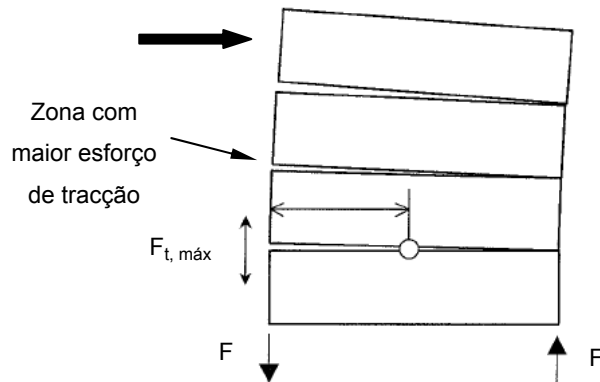


Figura 2.28 – Forças de tracção nos painéis de parede resistente (adaptado de [26])

a) Ligação Parede – Parede

Tal como foi referido existem dois tipos principais de esforços a serem transmitidos entre os diferentes painéis de parede: forças de corte nas juntas horizontais e verticais e forças de tracção e compressão nas extremidades das juntas horizontais. Na Figura 2.29 mostra-se um estudo de Vambersky et al (2000) [27] em que se compara a relação entre a tensão e o escorregamento em juntas verticais, preenchidas com betão, entre painéis com dois tipos distintos de interface: 1 – plana, 2 – indentada.

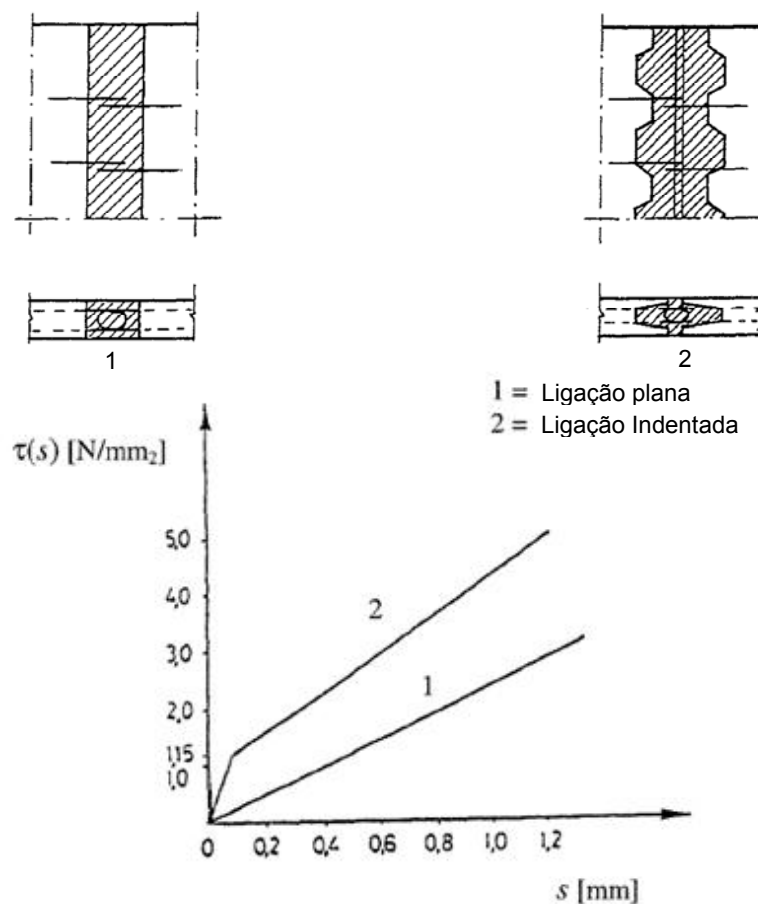


Figura 2.29 – Relação entre a tensão e o escorregamento em juntas verticais (indentadas e planas) entre painéis de parede, de acordo com Vambersky et al (2000) [27]

Verifica-se que as ligações entre painéis com interface indentada mobilizam tensões de corte consideravelmente superiores às das ligações planas, razão pela qual aquelas devem ser sempre que possível adoptadas. Na Figura 2.30 apresenta-se o detalhe de uma ligação indentada típica entre painéis de parede.

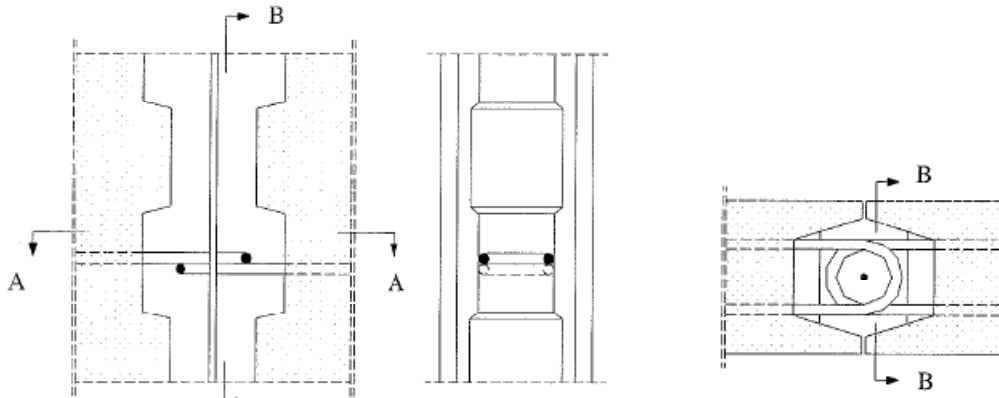


Figura 2.30 – Ligação indentada típica entre painéis de parede [26]

O comportamento deste tipo de juntas pode ser modelado através dos mecanismos resistentes esquematizados no modelo simplificado de transferência do esforço de corte em juntas indentadas, apresentado na Figura 2.31. A transferência directa da compressão através da diagonal entre os dentes é o efeito mais significativo, sendo que o atrito entre as superfícies e o efeito do ferrolho são mobilizados numa fase posterior devido ao deslizamento entre o betão pré-fabricado e a junta betonada “*in situ*”.

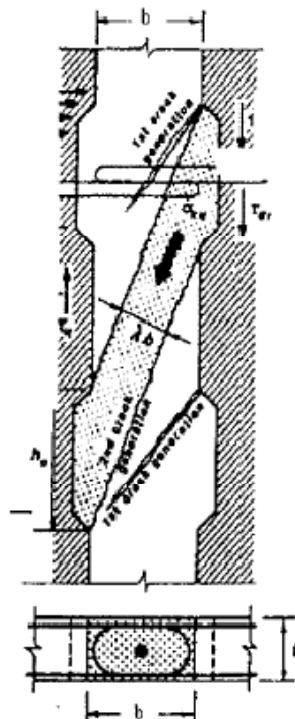


Figura 2.31 – Modelo da transferência do corte entre painéis de parede [29]

A componente horizontal da força inclinada de compressão tem de ser equilibrada por forças de tracção transversais. Por este motivo devem ser dispostas armaduras de reforço na junta, as quais

devem ser ligadas através de soldaduras ou laços, bem ancoradas dentro dos painéis pré-fabricados. Estes reforços poderão ser concentrados nas extremidades dos elementos ou distribuídos na sua altura [26].

A força máxima de corte é atingida quando o efeito dos dentes se perde devido à rotura da biela de compressão. Finalmente, geram-se mecanismos de rotura por deslizamento como os apresentados na Figura 2.32.

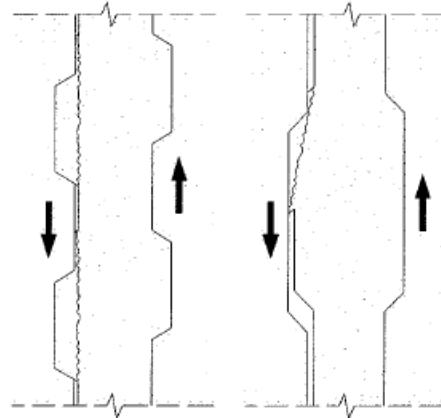


Figura 2.32 – Possíveis modos de rotura na junta indentada [26]

De acordo com Eriksson et al [28], o comportamento das ligações de corte indentadas depende, em grande parte, da geometria dos dentes e em particular do ângulo do dente, conforme é ilustrado na Figura 2.33. Quando este ângulo é muito pequeno a ligação tem um comportamento inicial muito rígido, com uma resistência de pico consideravelmente maior do que a resistência residual. Um comportamento mais dúctil é obtido com ângulos maiores, no entanto a rigidez inicial diminui consideravelmente. É de notar que, de acordo com o EC2 [6], este ângulo deve ser menor ou igual a 30°.

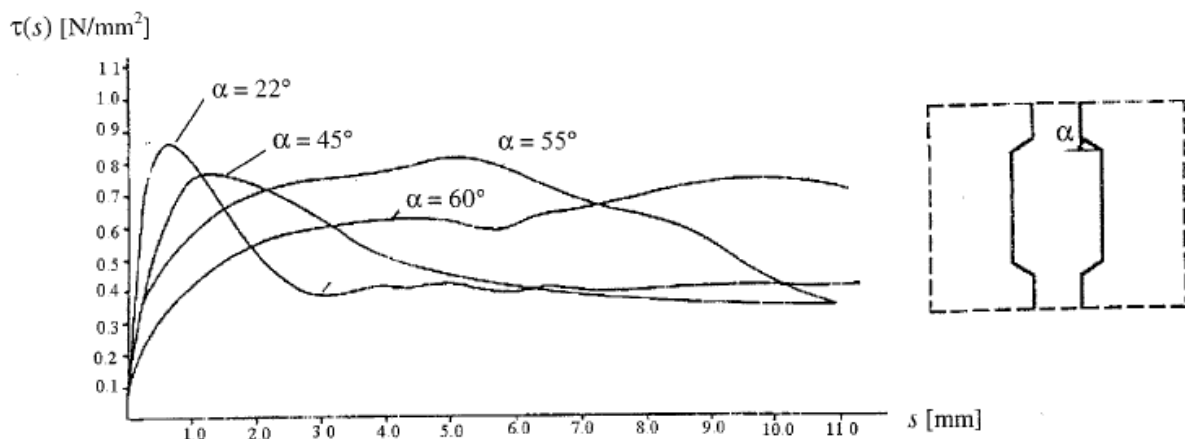


Figura 2.33 – Relação entre a tensão de corte e o escorregamento em testes de ligações indentadas, de acordo com Eriksson et al [28]

Um exemplo de uma ligação vertical e horizontal entre painéis de parede pré-fabricados que se propõe para zonas de maior risco sísmico é apresentado na Figura 2.34. As armaduras em laço nas

extremidades dos painéis destinam-se a resistir às maiores forças de tracção existentes nessa zona, devendo estar convenientemente cintadas.

Refira-se que para posicionar na vertical os painéis, estes devem trazer os laços horizontais dobrados verticalmente, para posteriormente serem posicionados correctamente. Para que com este procedimento se obtenha uma boa solução os laços devem ser dobrados com os diâmetros correctos, sendo só posteriormente colocados os varões da junta vertical e preenchidos os vazios das juntas verticais com um grout conveniente. Como alternativa podem ser utilizados laços com cordões com flexibilidade suficiente para permitirem o encaixe das armaduras verticais sem interferência das ligações horizontais (ver Figura 2.35). Refira-se também que a cintagem da armadura principal de tracção também deverá, em princípio ser colocada numa 2ª fase.

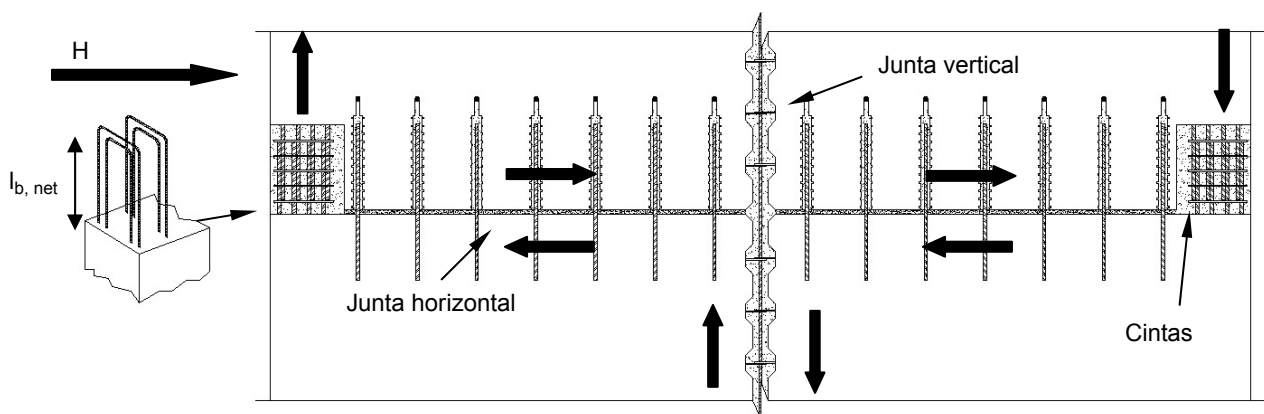


Figura 2.34 – Ligação vertical e horizontal entre painéis de parede



Figura 2.35 – Aplicação do Philipp Power Box em paredes resistentes [33]

b) Ligação Parede – Fundação

As ligações das paredes à fundação são semelhantes às ligações dos pilares à fundação. Apresenta-se na Figura 2.36 uma ligação em cálice muito semelhante à ligação da Figura 2.22 onde as cunhas de madeira servem para alinhar a parede na posição correcta.

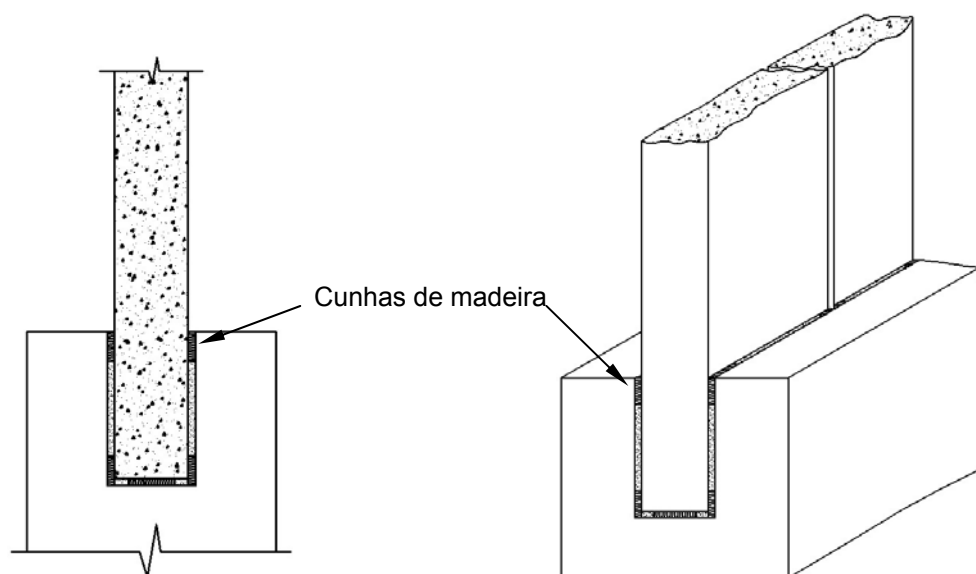


Figura 2.36 – Ligação parede – fundação em cálice

2.3.5 Fundação

Ao nível das fundações é possível fazer a pré-fabricação de sapatas, estacas ou lintéis, embora, em Portugal muitas vezes estes elementos sejam betonados “*in situ*” e posteriormente ligados a elementos pré-fabricados como os pilares. Isto deve-se à vários factores entre os quais é de realçar: a menor qualidade do betão normalmente utilizado na construção das fundações, não compatível com os ritmos de produção da pré-fabricação, e ao peso elevado destes elementos, que dificultam os processos de transporte e montagem.

2.4 Verificação da Segurança

Existem diversos regulamentos que referem a estruturas pré-fabricadas em betão, dos quais, na Europa, se destacam os Eurocódigos relativos a construções em geral como o EC2 [6], sobre construções em betão; o EC8 [7], que trata do dimensionamento das estruturas para resistirem a acções sísmicas e o CEB-FIP Model Code 1990 [9], que contempla recomendações para estruturas de betão em geral. Nos Estados Unidos da América é de referir o ACI 550R-93 [10], documento composto por recomendações de carácter geral que remete as questões de pormenor para o PCI Design Handbook [3].

Ao nível da regulamentação nacional os regulamentos que interessam a construções de betão são, o REBAP [11], o RSA [12], o RGEU [13] e diversos documentos de homologação do Laboratório

Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Os primeiros não contemplam, sequer de forma sucinta, as considerações que devem ser tidas no dimensionamento das estruturas pré-fabricadas.

No RSA não é feita nenhuma referência explícita a estruturas pré-fabricadas. No RGEU, o artigo 17º refere que “A aplicação de novos materiais ou processos de construção para os quais não existam especificações oficiais nem suficiente prática de utilização será condicionada ao prévio parecer do Laboratório de Engenharia Civil do Ministério das Obras Públicas.”. No REBAP no artigo 1.1 é referido que “Este Regulamento não contempla objectivamente as estruturas em que se utilizem processos de construção industrializados e não tradicionais, cujo emprego fica condicionado a homologação a conceder, em cada caso, pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil.”.

Ao nível dos regulamentos europeus as recomendações para a construção com elementos pré-fabricados são feitas na secção 14 e 10, respectivamente no MC90 e no EC2.

2.4.1 Eurocódigo 2

As regras a ter em conta no dimensionamento de edifícios total ou parcialmente constituídos por elementos pré-fabricados de betão podem ser encontradas na secção 10 do EC2 [6], constituindo um complemento às regras indicadas nas restantes secções.

No parágrafo 10.2 do EC2 [6] são definidos os elementos a ter em conta de modo específico no projecto e na definição das disposições construtivas de elementos e estruturas pré-fabricadas de betão, os quais devem ser analisados tendo em conta:

- situações transitórias – o comportamento dos elementos estruturais em todas as fases de construção, empregando sempre as características geométricas e as propriedades válidas para a fase considerada e a sua interacção com outros elementos (por exemplo, interacção do betão moldado em obra com elementos pré-fabricados);
- aparelhos de apoio temporários e permanentes – as incertezas no que respeita às deformações impedidas e à transmissão dos esforços entre elementos, devidas a imperfeições geométricas e às tolerâncias do posicionamento dos elementos e dos aparelhos de apoio;
- ligações e juntas entre elementos – o comportamento do sistema estrutural estando este sob a influência do comportamento das ligações entre os diferentes elementos, nomeadamente a resistência e as deformações reais das ligações.

A transmissão do esforço longitudinal nas juntas de betonagem é regulada na cláusula 6.2.5 do EC2 [6] que diz que a tensão tangencial nas juntas de betonagem em diferentes datas deve, além dos requisitos da verificação ao esforço transversal, satisfazer também a expressão:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi}$$

Em que v_{Edi} é o valor de cálculo da tensão tangencial na junta que, no caso de juntas longitudinais de uma peça linear, é dado pela expressão:

$$V_{Edi} \leq \beta \times V_{Ed} / (z \times b_i)$$

em que:

- β relação entre o esforço longitudinal na secção de betão novo e o esforço longitudinal na zona de compressão ou na zona de tracção, ambos calculados na secção considerada
- V_{Ed} esforço transverso
- z braço do binário da secção composta
- b_i largura da junta (ver Figura 2.38)
- V_{Rdi} valor de cálculo da tensão tangencial resistente na junta dada pela expressão (que tem por base o efeito de interbloqueamento dos inertes [15] Figura 2.37):

$$V_{Rdi} = c \times f_{ctd} + \mu \times \sigma_n + \rho \times f_{yd} (\mu \times \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \times v \times f_{cd}$$

em que:

- c e μ são coeficientes que dependem da rugosidade da junta, sendo que sob a acção dinâmica o valor de c é reduzido para metade;
- f_{ctd} resistência de dimensionamento do betão à tracção;
- σ_n tensão devida ao esforço normal exterior mínimo na junta, que pode actuar simultaneamente com o esforço transverso, positivo se de compressão, com $\sigma_n \leq 0,6 f_{cd}$, e negativo se de tracção. Quando σ_n é de tracção, $c \times f_{ctd}$ deve ser considerado igual a 0;
- ρ igual à A_s/A_i ;
- A_s área da secção de armaduras que atravessa a junta incluindo a das armaduras de esforço transverso (caso existam), com amarração adequada de ambos os lados da junta;
- A_i área da junta;
- α inclinação dos ferros em relação à junta, sendo definido na Figura 2.39 que deve ser limitado entre 45° e 90° ;
- v é um coeficiente de redução da resistência.

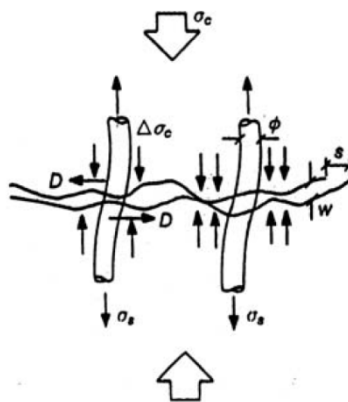


Figura 2.37 – Acção do mecanismo de interbloqueamento de inertes

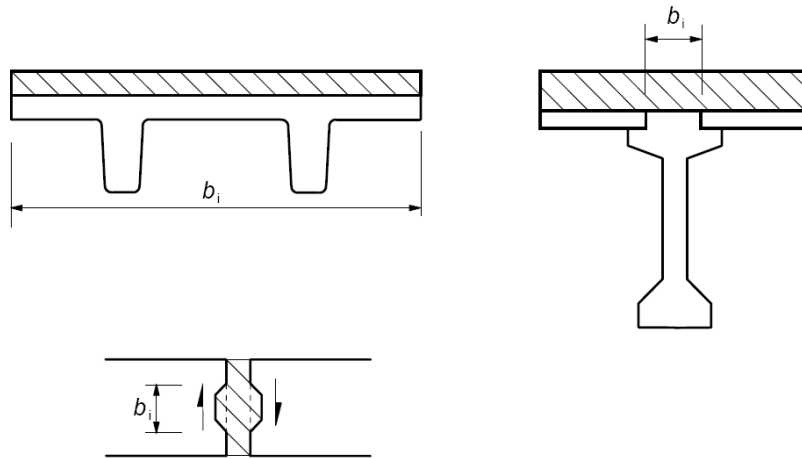


Figura 2.38 – Exemplos de juntas de betonagem [6]

Na falta de informações mais pormenorizadas, as superfícies são classificadas como muito lisas, lisas, rugosas ou indentadas, conforme os seguintes exemplos:

- muito lisa: uma superfície moldada por aço, plástico ou por moldes de madeira especialmente preparados: $c = 0,25$ e $\mu = 0,5$;
- lisa: uma superfície extrudada ou executada com moldes deslizantes ou executada sem cofragem e não tratada após vibração: $c = 0,35$ e $\mu = 0,6$;
- rugosa: uma superfície com rugosidades de pelo menos 3 mm de altura e espaçadas cerca de 40 mm, obtidas por meio de raspagem, de jacto de água, ar ou areia ou por meio de quaisquer outros métodos de que resulte um comportamento equivalente: $c = 0,45$ e $\mu = 0,7$;
- indentada: uma superfície com recortes em conformidade com a Figura 2.39: $c = 0,50$ e $\mu = 0,9$.

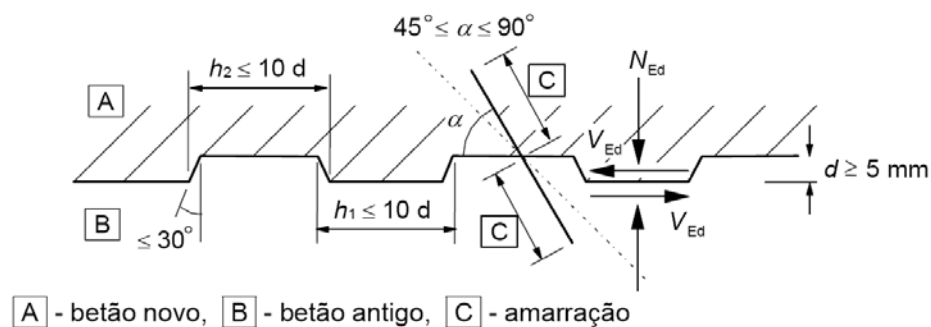


Figura 2.39 – Junta de construção indentada [6]

Como tem já sido mencionado por outros autores, [32] esta classificação de rugosidade é difícil de quantificar sendo também de realçar que as dimensões mínimas dos dentes parecem ser, em geral, insuficientes, para o caso de se querer tirar partido do mecanismo referido e proposto para as paredes resistentes. Uma mais clara sistematização deste modelo de dimensionamento parece ser necessária até porque, como referido por Cavaco [21], nos casos de corte transversal de secção com sobreposição de flexão esta formulação levanta dúvidas em termos da sua aplicação.

2.4.2 Eurocódigo 8

A cláusula 5.11 do EC8 [7] é aplicável a todas as estruturas de betão armado que sejam parcial ou inteiramente constituídas por elementos pré-fabricados. Segundo Proença [14], as directivas actuais de comportamento sismo-resistente de estruturas podem ser caracterizadas sucintamente por:

- verificações de segurança conduzidas genericamente em termos de esforços tal que: $S_d < R_d$;
- os efeitos da acção sísmica são determinados por modelos elásticos lineares, sendo os seus resultados corrigidos pelo coeficiente de comportamento (η , q ou R) transformando-os, hipoteticamente, nos efeitos que se determinariam por modelos de comportamento não linear;
- os coeficientes de comportamento dependem do controle exercido sobre o mecanismo de comportamento não linear, assim como das características de ductilidade desse mecanismo.

Nas estruturas de betão armado o coeficiente de comportamento, “ q ”, é determinado tendo em consideração o tipo de estrutura (pórtico, mista pórtico-parede, paredes acopladas ou desacopladas, sistemas flexíveis de torção ou pêndulos invertidos) e a classe de ductilidade (DC), de acordo com o Quadro 2.1 (EC8 [7]).

Quadro 2.1 Valores básicos do coeficiente de comportamento q_0 , para sistemas regulares em altura

TIPO ESTRUTURAL	DCM	DCH
Sistema Pórtico, sistema misto pórtico-parede, sistema de paredes acopladas	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Sistema de paredes desacopladas	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Sistema flexível de torção	2,0	3,0
Sistema pendular invertido	1,5	2,0

Onde α_u e α_1 são definidos como:

α_1 é o valor pela qual deve ser multiplicada a força sísmica horizontal, em ordem a se formar a primeira rótula plástica em qualquer membro da estrutura, enquanto todas as outras forças de dimensionamento se mantêm constantes;

α_u é o valor pela qual deve ser multiplicada a força sísmica horizontal, em ordem a se formarem rótulas plásticas, num número suficiente de secções para se desenvolver a instabilidade global da estrutura, enquanto todas as outras forças de dimensionamento se mantêm constantes. Este factor pode ser obtido através de uma análise global estática não linear (“*pushover*”).

Para estruturas que não são regulares em altura o valor de q_0 deve ser reduzido em 20%. O dimensionamento de estruturas com ductilidade reduzida (DCL) é desaconselhado em regiões de maior sismicidade. Para estes casos o coeficiente de comportamento para os esforços deverá ser da

ordem de 1,5. No caso de estruturas pré-fabricadas em betão armado o coeficiente de comportamento, “ q_p ”, pode ser determinado pela expressão:

$$q_p = k_p \times q$$

Em que q é o valor do coeficiente de comportamento para as estruturas betonadas “*in situ*” e k_p é um factor de redução que depende da capacidade de dissipação de energia da estrutura.

Os valores recomendados, pelo EC8 [7], são de $k_p = 1$ para estruturas com ligações exteriores às regiões críticas ou para estruturas com ligações interiores a essas regiões, sobredimensionadas ou dissipativas. Nos restantes casos recomenda-se $k_p = 0,5$. Refira-se que este último coeficiente tem sido alvo de algumas críticas como no recente congresso sobre pré-fabricação, sendo certamente um valor conservativo, muito dependente, do tipo de ligação concebida.

3 CASO EM ESTUDO

No capítulo 2 foram apresentadas diferentes soluções estruturais na construção com elementos pré-fabricados de betão. Constatou-se que existe uma grande diversidade de soluções que permitem admitir continuidade, através da betonagem “*in situ*”, entre os diferentes elementos estruturais (lajes, vigas, pilares, etc.). Esta continuidade permite que a análise e modelos de cálculos a utilizar no dimensionamento destas estruturas sejam muito semelhantes aos aplicados numa estrutura realizada “*in situ*” de forma tradicional.

No entanto, é necessário considerar as diferentes fases construtivas de forma distinta, tal como acontece na construção com recursos a soluções mistas. Alguns elementos, como é o caso das lajes alveolares ou minos, requerem um maior cuidado na análise da distribuição dos efeitos das forças verticais, pois não apresentam um comportamento isotrópico.

Para uma melhor compreensão das considerações a ter no dimensionamento de uma estrutura pré-fabricada de betão, é efectuado o dimensionamento dos principais elementos estruturais de um edifício, à luz da regulamentação existente, em particular a referida em 2.4.

O caso analisado neste trabalho é uma parte da estrutura do hospital de Portimão, inaugurado em Agosto de 1999, tendo sido construído num período de aproximadamente 2 anos. Neste capítulo é efectuada uma comparação entre a solução existente (solução betonada “*in situ*”) e uma solução proposta com recurso a elementos pré-fabricados.

3.1 Solução Betonada “*In Situ*”

O hospital de Portimão (Figura 3.1) foi construído com recurso a uma solução corrente de betão armado. Apresenta uma malha regular de pilares, típica em obras de grandes dimensões. As lajes são vigadas e a estrutura é porticada, com alguns elementos de parede resistente, para melhorar o seu comportamento ao sismo.



Figura 3.1 – Hospital de Portimão fotografia aérea

Devido às dimensões em planta do complexo hospitalar, este foi dividido em diferentes blocos estruturais independentes (A, B, C, D, E, F e G). O bloco D, o qual pode ser identificado na Figura 3.2, é um bloco central com uma estrutura bastante regular mas com um núcleo de acessos verticais que o torna conveniente para estudar os diferentes tipos de ligações associadas à pré-fabricação, tendo sido portanto escolhido para a adaptação a uma solução pré-fabricada.

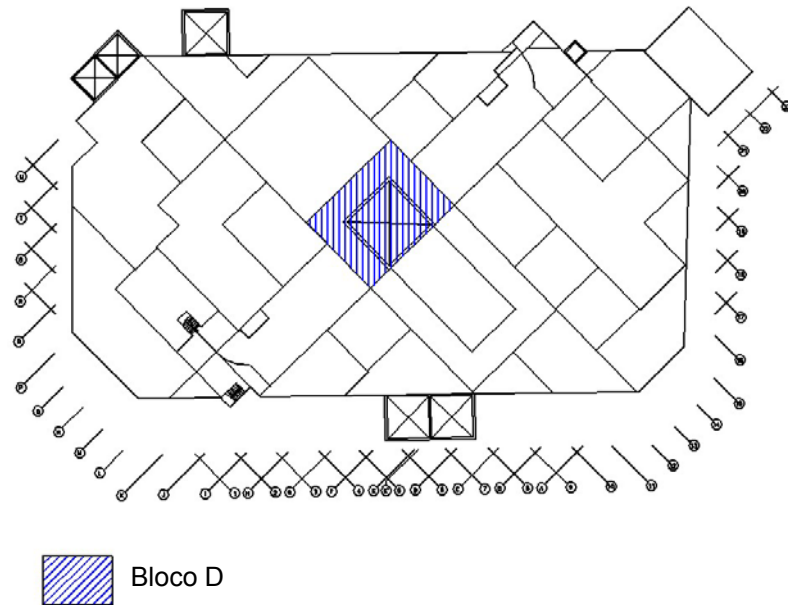


Figura 3.2 – Localização relativa do bloco D no complexo hospitalar de Portimão

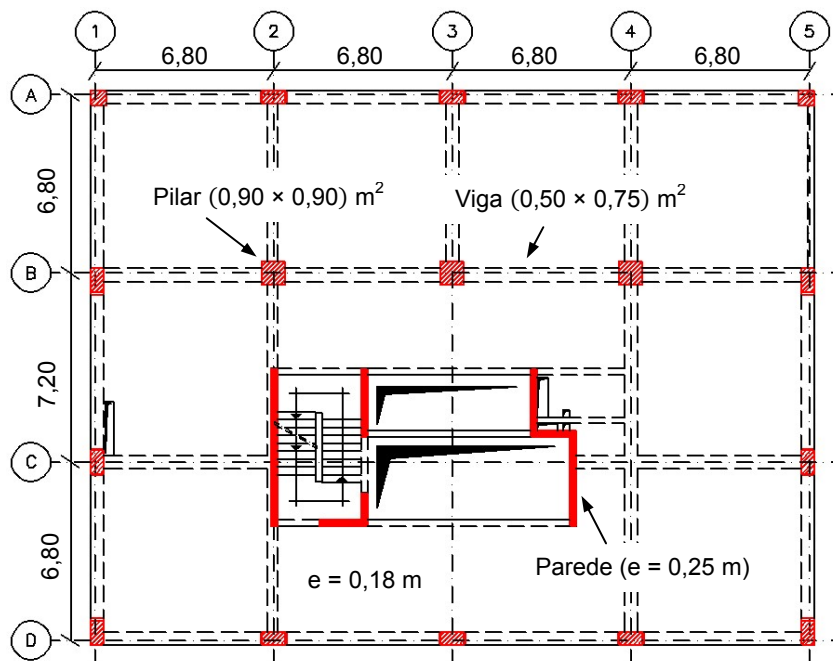


Figura 3.3 – Planta de um piso tipo do bloco D

Este bloco tem uma dimensão em planta de aproximadamente $28 \times 21 \text{ m}^2$, as suas fundações são directas e possui 10 pisos elevados com distâncias entre pisos a variar entre 4,5 m até ao piso 2 e 3,7 m nos restantes. Os vãos médios das lajes são de 6,80 m e a espessura da mesma é em geral

de 0,18 m. Na Figura 3.3 é representado a planta geral do bloco D onde se podem identificar os elementos verticais previstos.

3.2 Solução Pré-Fabricada

No sentido de se obter um paralelismo entre a solução “*in situ*” e a pré-fabricada, o pré-dimensionamento desta última é efectuado com base no projecto executado. Foi criado um modelo estrutural no programa *SAP2000* com o intuito de avaliar o dimensionamento e verificar a distribuição de esforços na estrutura.

As verificações de segurança da estrutura pré-fabricada são efectuadas em duas fases distintas (fase construtiva e definitiva) com os modelos de cálculo apropriados a cada fase. É dada especial atenção às zonas das ligações e tenta-se compreender como é feita a transmissão de esforços entre os diferentes elementos.

O dimensionamento da estrutura segue, de forma simplificada, a seguinte sequência lógica: laje, vigas, pilares, fundações.

3.2.1 Definição das Acções

No dimensionamento de qualquer estrutura é necessário definir as acções a considerar. Estas dependem, entre outros factores, do tipo de utilização da estrutura (habitacional, comercial, industrial, ...), da sua localização geográfica (necessário para definir a acção do sismo e do vento) e do tipo de solo em que irão ser construídas as fundações, do qual depende a quantificação da acção sísmica, bem como, naturalmente, o tipo de fundações a adoptar (directas ou indirectas).

As acções que normalmente são consideradas no dimensionamento de edifícios encontram-se no Quadro 3.1 e são definidas nos parágrafos seguintes.

Quadro 3.1 – Acções a considerar no edifício

Direcção	Acção	
Vertical	cargas permanentes (cp)	peso próprio (pp)
		restantes cargas permanentes (rcp)
	cargas variáveis (cv)	sobrecargas (sc)
Horizontal	sismo	
	vento	

O peso próprio da estrutura é de fácil quantificação pois depende apenas da geometria e dos materiais dos diferentes elementos estruturais.

As restantes cargas permanentes (rcp) que incluem o revestimento dos pisos, as paredes de alvenaria, e todos os restantes equipamentos fixos necessários para o funcionamento do hospital são de difícil quantificação, tendo-se optado por 3,5 kN/m², por ser um valor corrente para este tipo de edifício, o qual foi adoptado no projecto real.

Como o edifício em estudo se destina ao funcionamento de um hospital em que existem zonas acessíveis ao público e salas de espera o valor adoptado para as sobrecargas nos espaços correntes foi de 4,0 kN/m². Considera-se ainda uma sobrecarga de 1,0 kN/m² durante a fase construtiva.

A acção sísmica no projecto já executado foi quantificada de acordo com o RSA [12], razão pela qual se opta por utilizar este regulamento na quantificação desta mesma acção no estudo da solução pré-fabricada.

Tal como já foi mencionado o complexo hospitalar situa-se em Portimão no Algarve o que, segundo o RSA [12], corresponde à zona sísmica A. Neste mesmo documento são também definidos os tipos de terreno e os espectros de resposta. O tipo de terreno onde o edifício se encontra pode ser considerado como sendo do tipo II, tendo-se adoptado para a avaliação dos esforços, devidos à acção sísmica, a envolvente dos espectros de resposta.

A acção do vento é desprezada face à acção do sismo atendendo à localização do edifício.

3.2.2 Laje

A laje é o elemento estrutural do edifício onde actuam as cargas verticais e que as transmite aos restantes elementos. No entanto, tal como mencionado em 2.3.1, este elemento também deve ter uma rigidez suficiente para conferir o efeito de diafragma no plano do piso e assim distribuir, de forma eficaz, as forças horizontais (devido a acção do sismo) pelos elementos verticais resistentes (sistema de pórticos ou paredes).

Apesar da solução mais próxima da existente ser a solução de pré-lajes maciças, esta solução requer o recurso a escoramentos durante a fase construtiva os quais podem ser dispensados no caso de se utilizarem lajes alveolares ou lajes minos. Esta verificação pode ser feita de forma simples através da estimativa da flecha elástica e do momento de fendilhação durante a fase construtiva. Se considerarmos a altura total da laje igual à da solução betonada “*in situ*” (0,18 m) e a espessura da lamina de compressão igual à espessura mínima para este tipo de laje (0,05 m) teríamos, para um vão tipo de 6,7 m, uma pré-laje com 0,13 m de espessura constituída por um betão de classe C25/30 com:

$$p_{\text{FREQ, fc}} = pp + sc_{\text{fc}} = 0,18 \times 25 + 1 = 5,5 \text{ kN/m}^2$$

$$EI = 31 \times 10^6 \times \frac{1,0 \times 0,13^3}{12} = 5675,6 \text{ kN.m}^2/\text{m}$$

e portanto uma flecha elástica de:

$$\delta_{\text{fc}} = \frac{5}{384} \times \frac{5,5 \times 6,7^4}{5675,6} \times 10^3 = 25,4 \text{ mm}$$

um momento frequente de:

$$M_{\text{FREQ, fc}} = \frac{p_{\text{FREQ, fc}} \times L^2}{8} = \frac{5,5 \times 6,70^2}{8} = 30,9 \text{ kN.m/m}$$

e um momento de fendilhação igual a:

$$M_{\text{cr, fc}} = \frac{b \times h^2}{6} \times \left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) \times f_{\text{ctm}} = \frac{1,0 \times 0,13^2}{6} \times \left(1,6 - \frac{130}{1000}\right) \times 2,6 \times 10^3 = 10,8 \text{ kN.m/m}$$

Como a zona do vão fendilha haveria que contabilizar este aspecto num incremento da flecha avaliada elasticamente, no entanto, é desde logo perceptível que esta solução não seria viável sem o recurso a escoramentos durante a fase construtiva.

Optou-se assim por dimensionar o piso do edifício para uma solução de lajes do tipo minos, sendo este um sistema menos corrente quando comparado com as lajes alveolares ou pré-lajes maciças. Tenta-se deste modo ilustrar uma forma alternativa para o dimensionamento de pisos com o recurso a este tipo de laje.

O dimensionamento da laje é efectuada apenas para um piso tipo pois os pisos deste bloco estrutural são muito semelhantes, sendo apresentada na Figura 3.4 a planta geral. A disposição alternada da orientação das pranchas de laje minos, que se propõe adoptar, assegura uma rigidez horizontal do piso (efeito diafragma) equivalente nas duas direcções, ao mesmo tempo que distribui melhor as cargas verticais pelas vigas que, de outra forma, poderiam ser condicionadas pela fase construtiva.

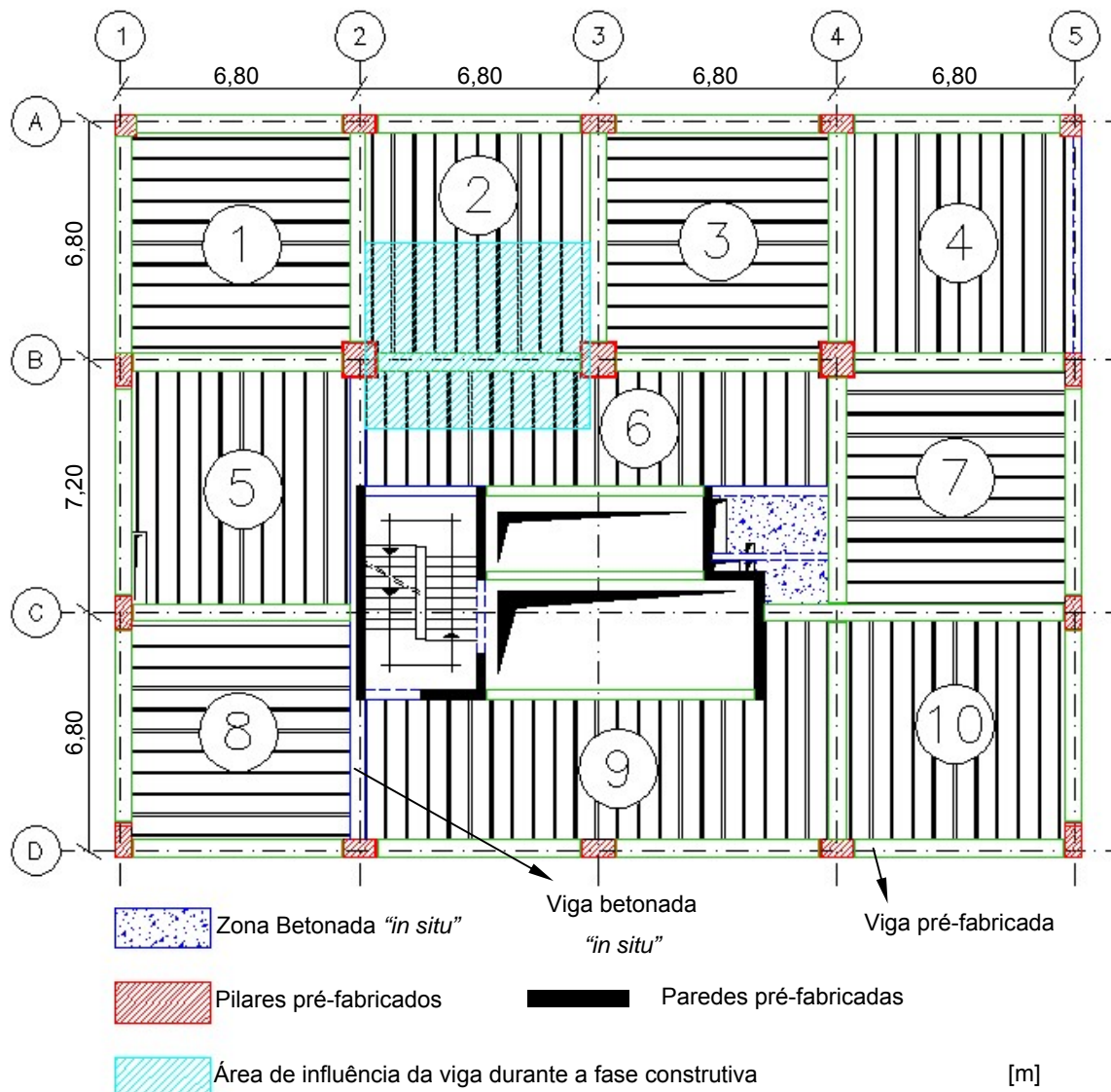


Figura 3.4 – Disposição das pranchas de laje minos na planta do piso tipo

As acções consideradas a actuar na laje são resumidas no Quadro 3.2 e os valores reduzidos das sobrecargas podem ser obtidos através dos coeficientes [12]: $\psi_0 = 0,7$; $\psi_1 = 0,6$; $\psi_2 = 0,4$. O coeficiente de majoração de todas as acções é 1,5, quer para as sobrecargas e restantes cargas permanentes como para o peso próprio na laje.

Quadro 3.2 – Acções actuantes na laje

Acções		
pp =	$h_c^* \times 25$	kN/m^2
sc =	4	kN/m^2
$sc_{fc}^{**} =$	1	kN/m^2
rcp =	3,5	kN/m^2

* h_c é a altura equivalente de betão

** Sobrecarga considerada durante a fase construtiva

3.2.2.1 Materiais e Propriedades da Secção

Para dimensionar este tipo de pavimento há que conhecer as características dos materiais utilizados, bem como as pormenorizações das armaduras standard propostas e o pré-esforço aplicado. Nos documentos de homologação das lajes do tipo minos [25] é possível identificar a geometria da secção e aquelas características.

Esta laje, tal como já foi referido, é constituída por uma prancha de betão pré-fabricado, um material de aligeiramento (poliestireno expandido) e uma camada de compressão betonada “*in situ*”. As únicas armaduras existentes nas pranchas pré-fabricadas são os fios de pré-esforço, enquanto na camada de compressão e nas nervuras entre pranchas são dispostas armaduras ordinárias. Apresenta-se na, Figura 3.5 e na Figura 3.6, um esquema da solução global de pormenorização e um detalhe de geometria da pré-laje minos, respectivamente.

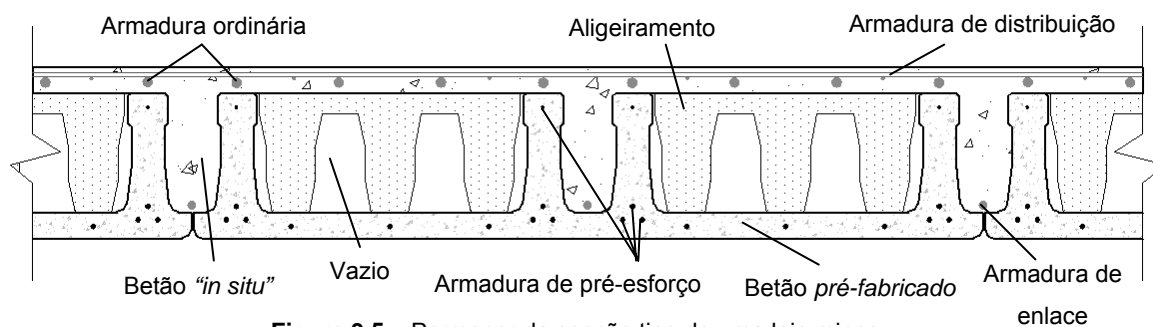


Figura 3.5 – Pormenor da secção tipo de uma laje minos

No Anexo 1 encontram-se as possíveis combinações das localizações e quantidades das armaduras de pré-esforço de acordo com os documentos de homologação [25].

São indicadas no Quadro 3.3 as classes dos materiais que normalmente são utilizados na construção deste tipo de lajes de acordo com [25], que serve de referência para o presente caso.

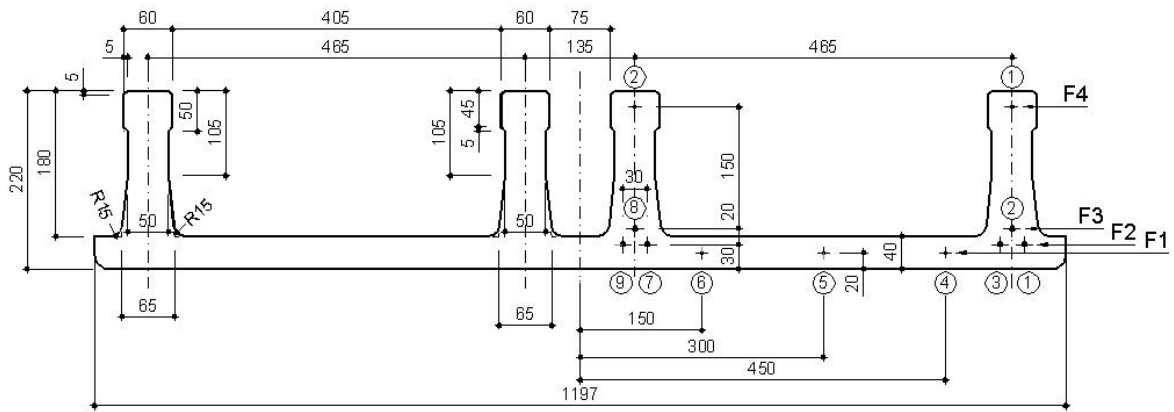


Figura 3.6 – Pormenor da pré-laje menos [25]

Quadro 3.3 – Materiais usualmente utilizados na construção das lajes menos

		Materiais
Betão Pré-Fabricado		C40/50
Betão "in situ"		C25/30
Armadura Ordinária		A 500
Armadura de Pré-Esforço	fios de 4 mm	Y1860C
	fios de 7 mm	Y1670C

Se for considerada uma camada de compressão com espessura de 5 cm, quando comparamos o volume de betão desta solução com o volume utilizado na solução maciça com 0,18 m de espessura, temos:

$$\frac{V_{\text{menos}}}{A} = \frac{0,177}{1,2 \times 1,0} = 0,148 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$\frac{V_{\text{maciça}}}{A} = \frac{0,180}{1,0 \times 1,0} = 0,18 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

O que representa uma redução de cerca de 20% no consumo de betão.

3.2.2.2 Fase Construtiva

Para efeitos de pré-dimensionamento e tendo em atenção a necessidade de se assegurar uma camada de compressão capaz de acomodar a armadura superior, a espessura da laje considerada é de 22 + 5 cm. É de notar que, apesar desta ser uma espessura superior à da estrutura "in situ", esta solução é mais "leve", devido aos aligeiramentos existentes na laje.

Durante a fase construtiva deve ser verificada a segurança à rotura e o comportamento em serviço da laje através de modelos apropriados, sem esquecer que apenas a secção de betão pré-fabricado está a resistir e que todas as ligações laje – viga são consideradas rotuladas. Por outro lado, na fase definitiva deve ser considerada a secção conjunta (laje menos com betão "in situ"), sendo admitida alguma continuidade nos apoios interiores.

Os painéis de laje menos encontram-se simplesmente apoiados no cachorro das vigas sendo o vão máximo a vencer de cerca de 6,70 m, correspondente ao painel 5 que pode ser identificado na

Figura 3.4. O modelo considerado para efeitos de dimensionamento encontra-se representado na Figura 3.7 o qual é justificado pela inexistência de continuidade nos apoios durante esta fase.

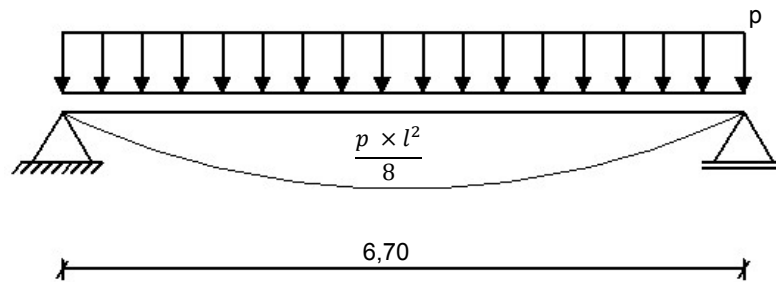


Figura 3.7 – Modelo de cálculo simplesmente apoiado

- Para a verificação da segurança à rotura temos:

O valor da carga actuante numa prancha (1,2 m de largura):

$$p_{sd, fc} = 1,2 \times (1,5 \times pp + 1,5 \times sc_{fc}) = 1,2 \times (1,5 \times 3,64 + 1,5 \times 1,00) = 8,35 \text{ kN/m}$$

o máximo momento actuante a meio vão:

$$M_{sd, fc} = \frac{p_{sd, fc} \times L^2}{8} = \frac{8,35 \times 6,70^2}{8} = 46,85 \text{ kN.m}$$

e o esforço transversal máximo no apoio:

$$V_{sd, fc} = \frac{p_{sd, fc} \times L}{2} = \frac{8,35 \times 6,70}{2} = 27,97 \text{ kN}$$

- Verificação do comportamento em serviço

Uma das vantagens da utilização de lajes pré-fabricadas é a possibilidade de diminuir, ou mesmo eliminar, a necessidade de escoramentos na construção da mesma. Para isso, é necessário garantir que, durante a fase construtiva, não se gerem aberturas de fendas ou se existirem que sejam minimizadas e que a deformação esteja limitada a valores aceitáveis.

Na verificação dos estados limites de utilização é utilizada a combinação frequente de acções tanto no cálculo das flechas como no da abertura de fendas. Deste modo, as cargas consideradas por cada painel de laje menos são:

$$p_{FREQ, fc} = 1,2 \times (pp + sc_{fc}) = 1,2 \times (3,64 + 1,00) = 5,57 \text{ kN/m}$$

Para o cálculo das deformadas, considerando a laje do tipo MINOS-22-d (ver Anexo 1), obtém-se uma flecha elástica de:

$$\delta_{fc} = \frac{5}{384} \times \frac{5,57 \times 6,70^4}{13345} \times 10^3 = 11,22 \text{ mm}$$

Devido à existência de pré-esforço na laje menos esta apresenta uma flecha para cima que pode ser calculada pelo P.T.V. (Princípio dos Trabalhos Virtuais):

$$\delta_{pe} = \int_L \frac{M\bar{M}}{EI} dx = \frac{1}{13345} \times \frac{6,70}{2} \times 10,14 \times 1,675 \times 10^3 = 4,26 \text{ mm}$$

Desta forma a deformação durante a construção deveria ser da ordem dos 7 mm, valor perfeitamente aceitável (de ordem de 1/1000 do vão).

Para garantir que não existem aberturas de fendas há que verificar se o momento de fendilhação é superior ao momento actuante, o qual toma o valor de:

$$M_{\text{FREQ, fc}} = \frac{p \times L^2}{8} = \frac{5,57 \times 6,70^2}{8} = 31,25 \text{ kN.m}$$

Os resultados das verificações tanto da segurança à rotura como do comportamento em serviço na fase definitiva são resumidos no ponto seguinte.

3.2.2.3 Fase Definitiva

Nesta fase as pranchas de laje minos trabalham em conjunto com a camada de compressão betonada “*in situ*” melhorando consideravelmente o seu comportamento. Pelo facto de toda a armadura existente na parte inferior da laje ser orientada apenas na direcção paralela às pranchas de laje minos e de não existir nenhum reforço na direcção perpendicular, não é possível haver distribuição de momentos nas duas direcções.

Devido à orientação dos painéis ter sido escolhida de forma alternada só é razoável considerar-se uma normal continuidade estrutural sobre os apoios nos alinhamentos em que os painéis adjacentes têm as pranchas dispostas na mesma direcção, como no caso em análise, nas seguintes situações (ver Figura 3.4):

- na interface entre os painéis 2 e 6;
- na ligação entre os painéis 6, 9 e a zona betonada “*in situ*”;

De facto, embora exista alguma capacidade de mobilização de momentos negativos entre lajes orientadas em direcções perpendiculares esta reserva não é considerada, em geral, na verificação de segurança à rotura, adoptando-se, no entanto, alguma armadura para controlo de eventual fendilhação, em termos do comportamento em serviço, devido aos momentos negativos que terão tendência a surgir.

Para simular a distribuição dos momentos na laje nesta fase foi criado um modelo em *SAP2000*, onde se admite que a inércia da secção é diferente em cada uma das direcções perpendiculares. Assim considerou-se:

- Verificação de segurança à rotura

Neste caso considerou-se a inércia por metro de laje na fase definitiva (segundo a direcção principal – direcção y) calculada com uma espessura de laje maciça com inércia equivalente, obtendo-se desta forma uma altura equivalente de:

$$h_{eq.} = \sqrt[3]{\frac{I \times 12}{1,2}} = \sqrt[3]{\frac{0,001566 \times 12}{1,2}} = 0,25 \text{ m}$$

Apesar desta espessura ser claramente superior à da solução betonada “*in situ*” (0,18 m) é preciso ter em atenção que esta laje tem comportamento unidireccional, o que diminui a sua eficácia. Na direcção perpendicular ao desenvolvimento longitudinal (direcção x) das pranchas pré-fabricadas é considerada uma relação ($I_x/I_y = 0,00798$) que reduz a inércia de flexão naquela direcção para uma espessura equivalente à da camada de compressão. Esta redução implica que a laje praticamente só funcione numa das direcções, conforme a orientação escolhida para as pranchas pré-fabricadas. Na Figura 3.8 é apresentada a distribuição de momentos obtida no SAP2000 com base no modelo descrito.

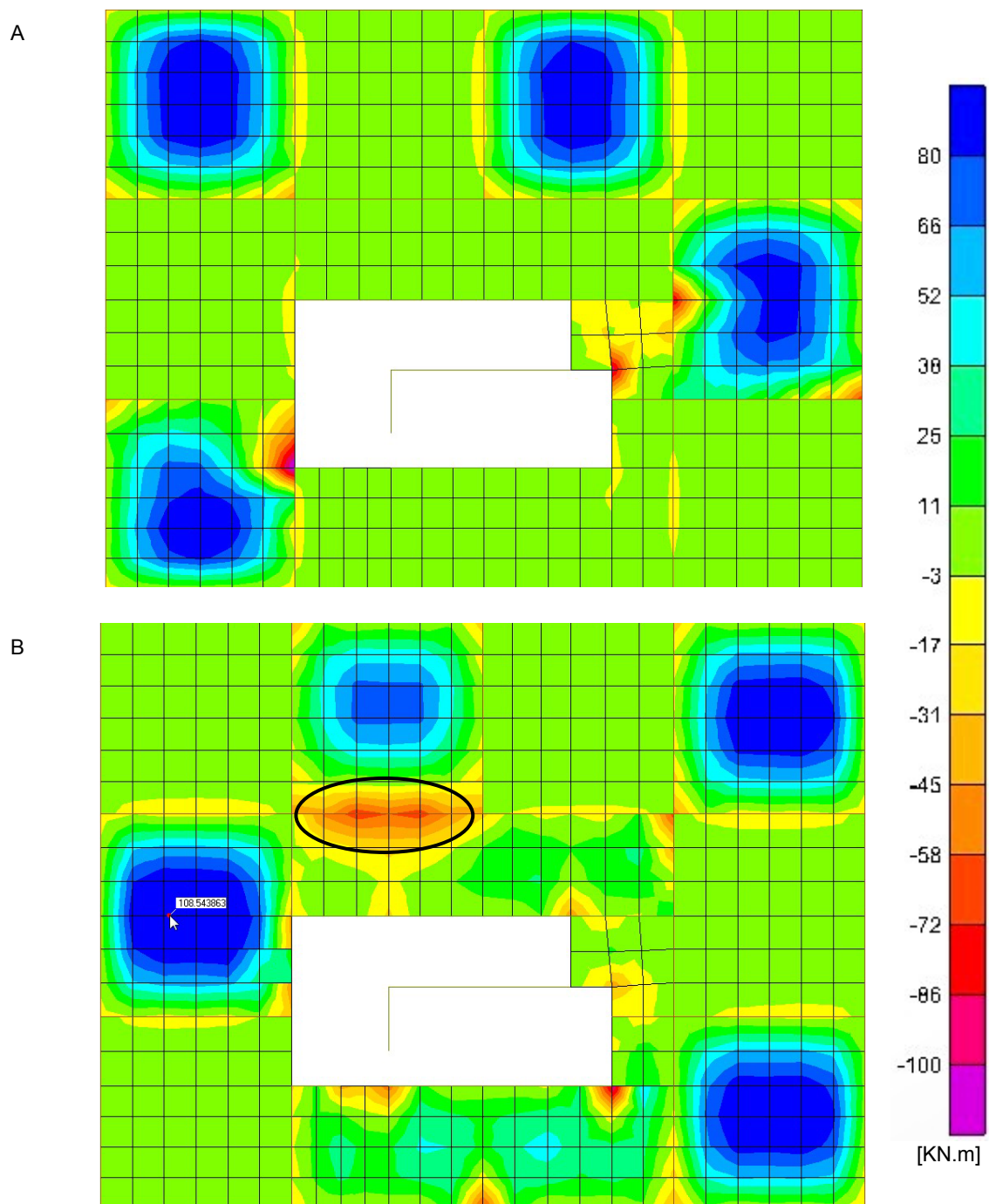


Figura 3.8 – Diagrama de momentos flectores na laje do piso tipo (m_{11} imagem superior e m_{22} imagem inferior)

Note-se que, na zona assinalada no diagrama B da Figura 3.8, aparecem momentos negativos significativos na laje, o que é explicado pelo facto, de nesta zona, as pranchas de laje estarem alinhadas segundo a mesma direcção, o que possibilita a continuidade neste apoio. Por outro lado, o momento máximo obtido a meio vão do painel 5 é de aproximadamente 108 kN.m (ver Figura 3.4 e Figura 3.8). Neste caso, utilizando o mesmo modelo adoptado na fase construtiva (Figura 3.7), mas com um vão igual à distância entre os eixos das vigas (7,20 m), é possível afirmar-se que o comportamento neste painel é no essencial equivalente ao modelo simplesmente apoiado.

Assim, para uma carga actuante de:

$$p_{sd} = 1,5 \times (pp + rcp + sc) = 1,5 \times (3,64 + 3,50 + 4,00) = 16,71 \text{ kN/m}^2$$

o momento é de:

$$M_{sd} = \frac{p_{sd} \times L^2}{8} = \frac{16,71 \times 7,20^2}{8} = 108,28 \text{ kN.m/m}$$

e o esforço transversal máximo na laje é de:

$$V_{sd} = \frac{p_{sd} \times L}{2} = \frac{16,71 \times 7,20}{2} = 60,16 \text{ kN/m}$$

Apresenta-se no Quadro 3.4 o resumo dos esforços actuantes considerados na verificação de segurança à rotura, tanto na fase construtiva como na fase definitiva.

Quadro 3.4 – Resumo dos esforços actuantes

Fase	p_{sd} [kN/m ²]	M_{sd}^+ [kN.m/m]	V_{sd} [kN/m]
Construtiva*	8,35	46,85	27,97
Definitiva	16,71	108,28	60,16

* os esforços nesta fase são correspondentes a 1,20 m de largura (dimensão de uma prancha)

- Verificação do comportamento em serviço

O cálculo da flecha a longo prazo envolve a contabilização da mesma durante a fase construtiva mais a devida às cargas de utilização do edifício. Na fase construtiva a secção que efectivamente contribui para a limitação da flecha é apenas a secção da prancha pré-fabricada (Figura 3.6), sendo que, após a presa da camada de compressão e durante a utilização do edifício, a secção efectiva toma a configuração apresentada na Figura 3.5.

Na fase definitiva, à deformação inicial durante a fase construtiva é necessário contabilizar a que advém quer do efeito de fluência sob o efeito das cargas actuantes naquela fase quer do aumento das cargas actuantes, tendo em consideração que a inércia da secção aumenta consideravelmente com a contribuição da camada de compressão. Na verificação do comportamento em serviço, e, ao contrário do que possa ser mais aconselhável na segurança à rotura, é natural considerar-se a continuidade da laje sobre os apoios para melhor simular o comportamento da estrutura em serviço. Para se ter em conta essa continuidade nos apoios é importante alterar o modelo utilizado anteriormente para, simular a maior rigidez na direcção secundária das lajes dos elementos junto aos apoios. Este aumento é devido à inércia nas bandas junto ao apoio que é igual à

inércia duma secção com duas laminas de betão, uma superior de 0,05 m com armadura negativa e a outra inferior de 0,04 m que funciona à compressão (ver Figura 3.9), obtendo-se assim uma relação de inércias nas duas direcções muito mais próxima da unidade ($I_x/I_y = 0,877$). Apresenta-se na Figura 3.10 o modelo do piso tipo adoptado.

Refira-se que no modelo se considerou uma banda com uma largura de só 0,60m apesar que possivelmente faria sentido considerar-se a largura de uma peça pré-fabricada, ou seja 1,2m.

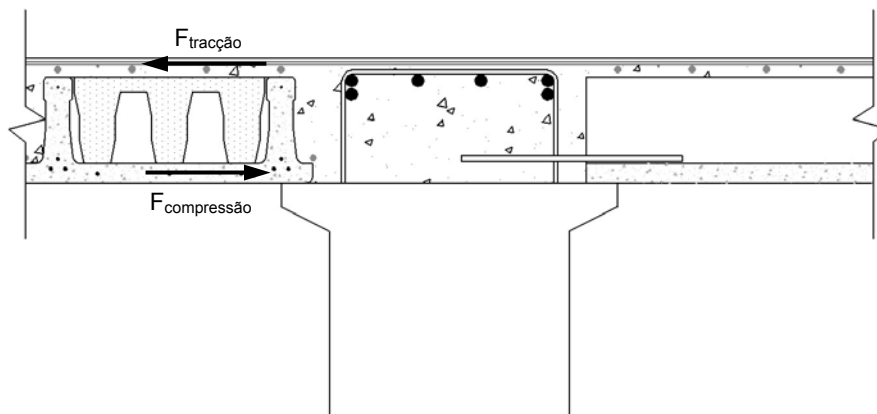


Figura 3.9 – Forças de tracção e compressão junto ao apoio da laje na viga

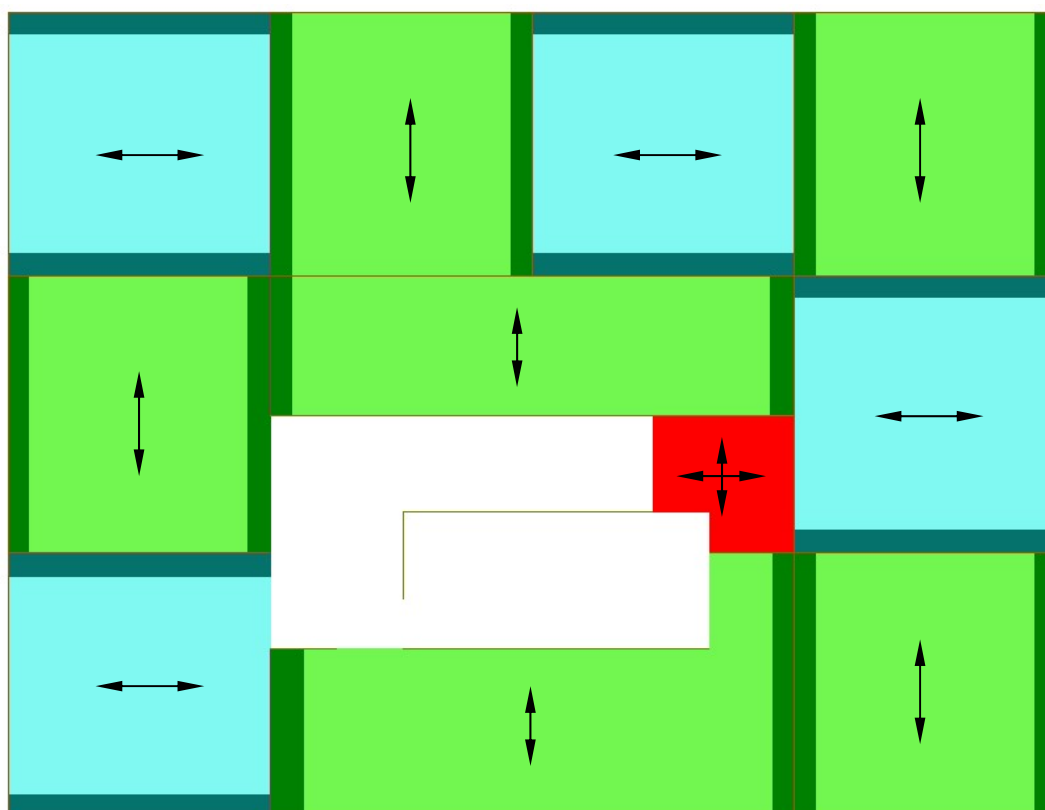


Figura 3.10 – Modelo do piso tipo em SAP2000 com as bandas mais rígidas junto aos apoios

Considerando a combinação frequente das acções, à qual corresponde uma carga de:

$$P_{\text{FREQ}} = pp + rcp + \psi_1 \times sc = 3,64 + 3,5 + 0,6 \times 4,00 = 9,54 \text{ kN/m}^2$$

e, ainda o efeito do pré-esforço, com recurso ao modelo em *SAP2000* acima descrito, a deformação elástica e momento positivo a meio vão no painel 5 é aproximadamente 3,9 mm e 40,6 kN.m/m, respectivamente.

Com base nas expressões apresentadas por Hipólito e por Camara [15] e de forma simplificada, a flecha a longo prazo para as cargas da fase construtiva pode ser obtida pela expressão seguinte:

$$\bar{\delta}_p = \bar{\delta}_{fc} + \bar{\delta}_{rcp+sc} + \varphi \times \bar{\delta}_{fd} = (11,22 - 4,26) + 4,1 + 2,5 \times (6,7 - 2,8) = 20,81 \text{ mm}$$

onde:

$\bar{\delta}_{fc}$, representa a flecha elástica devido às cargas da fase construtiva (peso próprio da laje menos e betão complementar) menos o efeito de deformação devido ao pré-esforço;

$\bar{\delta}_{rcp+sc}$ representa a flecha elástica devido as restantes cargas permanentes e sobrecargas no modelo global;

$\bar{\delta}_{fd}$, representa a flecha elástica obtida na fase definitiva, incluindo o efeito do pré-esforço;

φ , é o coeficiente de fluência que em geral toma o valor de 2,5.

Com base no Quadro 3.4, nos documentos de homologação [25] e nos momentos frequentes obtidos tanto para a fase construtiva como para a fase definitiva, é elaborado o Quadro 3.5, onde se conclui que a laje que melhor se adequa ao presente caso é a laje 22+5 do tipo MINOS-22-d.

Quadro 3.5 – Resumo dos esforços actuantes e resistentes para os diferentes tipos de laje menos

Fase		M_{sd}^+ [kN.m/m]	V_{sd} [kN/m]	M_{FREQ} [kN.m/m]	M_u^+ [kN.m/m]	V_u [kN/m]	M_0 [kN.m/m]
Construtiva*	Esf. actuantes	46,85	27,97	31,25	–	–	–
	MINOS-22-c	–	–	–	57,70	108,16	24,05
	MINOS-22-d	–	–	–	63,62	124,45	33,41
	MINOS-22-e	–	–	–	64,81	131,12	37,08
Definitiva	Esf. actuantes	108,28	60,16	40,60	–	–	–
	MINOS-22-c	–	–	–	83,91	168,02	35,81
	MINOS-22-d	–	–	–	107,91	170,26	49,81
	MINOS-22-e	–	–	–	118,04	169,49	55,35

* os esforços nesta fase são por 1,20 m de laje (uma prancha)

M_u , V_u e M_0 representam o momento último, esforço transversal último e momento de descompressão na fibra inferior respectivamente

3.2.2.4 Ligações

Um dos aspectos fundamentais para a implantação de soluções pré-fabricadas são os pormenores das ligações entre os diferentes elementos.

A ligação entre as diferentes pranchas de laje menos (ligação laje – laje) é feita através da armadura ordinária superior (armadura de distribuição), que se encontra disposta perpendicularmente à direcção longitudinal das pranchas e da betonagem das nervuras existentes entre cada uma. Esta ligação contribui para uniformizar as deformações entre os diferentes painéis devido a efeitos de cargas concentradas (ver Figura 3.11).

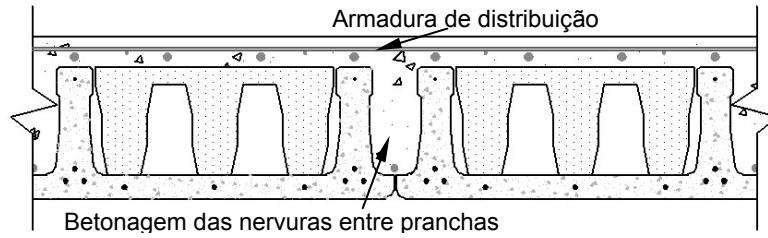


Figura 3.11 – Ligação laje – laje

Existem no piso em causa três condições de apoio da laje, nas vigas que são apresentadas na Figura 3.12.

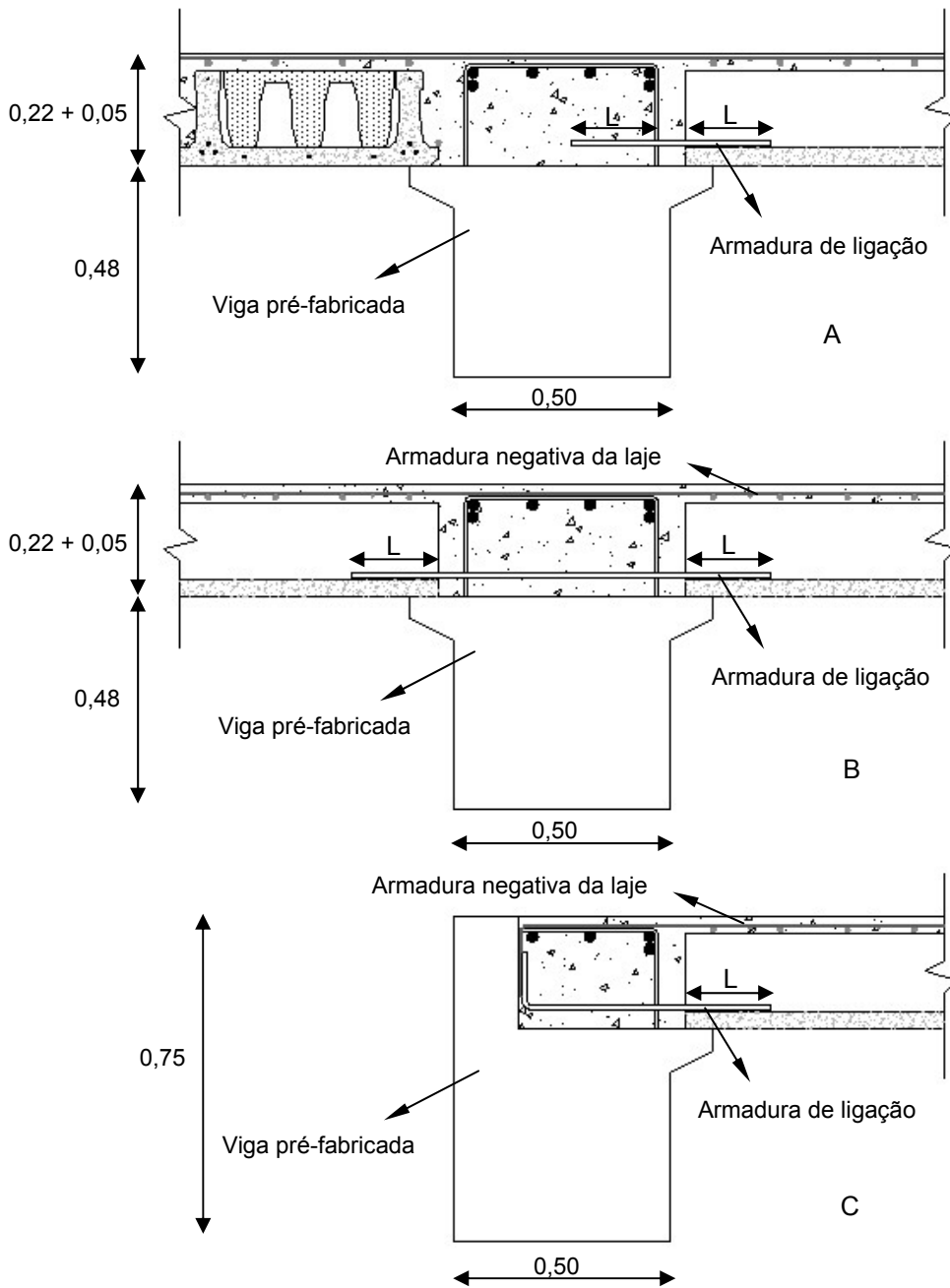


Figura 3.12 – Ligações laje – viga

3.2.3 Viga

As vigas são elementos fundamentais no equilíbrio da estrutura pois permitem a formação do sistema de pórticos, é decisiva para a resistência ao sismo. A altura da viga pré-fabricada varia em função da solução de laje e da altura total pretendida para a viga.

O dimensionamento das vigas pré-fabricadas é semelhante ao dimensionamento das vigas betonadas “*in situ*”, com a diferença de ser necessário ter um cuidado especial com a fase construtiva e com as zonas das ligações, tanto com a laje como com os pilares.

A título de exemplo, optou-se por dimensionar a viga pertencente ao alinhamento B do piso tipo que pode ser identificada na Figura 3.4. É de notar que, devido à disposição das lajes que pode ser visualizada na mesma figura, esta é a viga que se encontra mais carregada durante a fase construtiva.

Para efeitos de pré-dimensionamento optou-se por utilizar uma viga rectangular com a mesma secção da existente no projecto “*in situ*”, mas com recurso a cachorros, que servem de apoio à laje durante a fase construtiva.

3.2.3.1 Materiais e Propriedades da Secção

A secção da viga que se propõe é diferente nas fases construtiva e definitiva. A solução tipo encontra-se na Figura 3.13, sendo a parte superior da viga betonada “*in situ*” juntamente com a camada de compressão da laje, o mesmo sucedendo com a zona vazada junto ao apoio. Esta zona destina-se a permitir a continuidade da armadura inferior nos nós entre vigas e pilares e deve ter pelo menos 1,30 m de comprimento, de modo a possibilitar a amarração de varões com 25 mm de diâmetro, assim como a sua superfície deve ser rugosa melhorar a aderência entre os betões de idades diferentes.

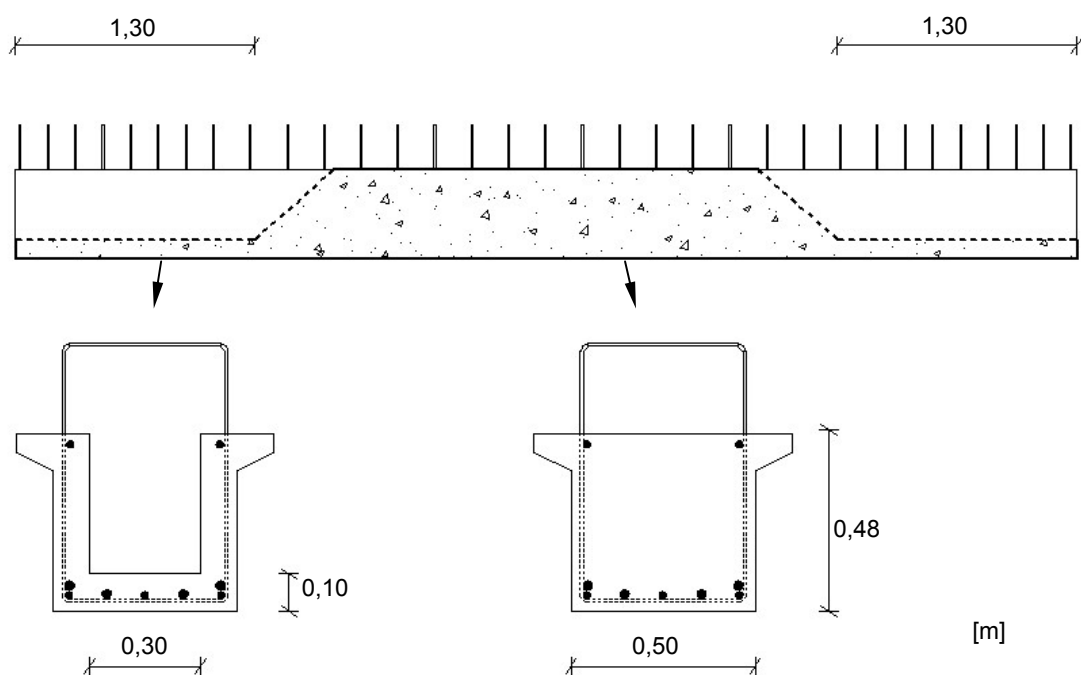


Figura 3.13 – Secção tipo da viga adoptada e corte longitudinal de um vão tipo durante a fase construtiva

A altura total da viga é de $0,48 + 0,27 = 0,75$ m e toda a armadura superior é colocada em obra, sendo que, caso seja necessário, pode-se aumentar a altura da pré-viga para se obter um melhor comportamento durante a fase construtiva.

Os materiais adoptados para a viga são os referidos na construção do piso (ver Quadro 3.3)

3.2.3.2 Fase Construtiva

Durante a fase construtiva a viga está simplesmente apoiada nos cachorros existentes no pilar e a sua geometria é a definida na Figura 3.13. Para evitar o uso de escoramentos durante a construção é preciso garantir que a viga tem condições para verificar a segurança à rotura e ao mesmo tempo limitar a deformação e abertura de fendas.

A área de influência da viga em situação mais desfavorável corresponde a metade do painel de laje de cada lado (área indicada na Figura 3.4), sendo utilizada para calcular a carga a actuar na viga durante a fase construtiva.

Assim temos, para a verificação à rotura:

$$p_{sd, fc} = \frac{A_{inf} \times (1,5 \times sc_{fc}) + (A_{inf} - A_{viga}) \times (1,5 \times pp_{laje})}{L} + pp_{viga} \times 1,5 =$$

$$= \frac{33,92 \times (1,5 \times 1,0) + (33,92 - 3,20) \times (1,5 \times 3,64)}{5,45} + 25 \times 0,5 \times 0,75 \times 1,5 = 54,17 \text{ kN/m}$$

Para a verificação do comportamento em serviço:

$$p_{FREQ} = \frac{(A_{inf} - A_{viga}) \times pp_{laje} + A_{inf} \times \psi_1 \times sc_{fc}}{L} + pp_{viga} =$$

$$= \frac{(33,92 - 3,20) \times 3,64 + 33,92 \times 0,6 \times 1,0}{5,45} + 25 \times 0,5 \times 0,75 = 33,63 \text{ kN/m}$$

O modelo a utilizar nesta fase quando não se recorre a escoramentos é o mesmo utilizado para o caso da laje (Figura 3.7) mas agora com um vão igual a 5,45 m (compreendido entre metade do cachorro de cada pilar). Obtemos assim um M_{sd} e um M_{FREQ} igual a:

$$M_{sd, fc} = \frac{p_{sd, fc} \times (L)^2}{8} = \frac{54,17 \times (5,45)^2}{8} = 201,12 \text{ kN.m}$$

$$M_{fc}^+ = \frac{p \times L^2}{8} = \frac{33,63 \times 5,45^2}{8} = 124,86 \text{ kN.m}$$

Aplicando as fórmulas habituais para o cálculo de armaduras e considerando o momento de dimensionamento ($M_{sd, fc}$) calculamos a quantidade de armadura necessária a meio vão durante a fase construtiva (ver Quadro 3.6).

Quadro 3.6 – Armadura inferior necessária durante a fase construtiva a meio vão

M_{sd}^+ [kN.m]	μ	ω	A_s [cm ²]
201,1	0,081	0,086	11,34

Adoptam-se 3 varões de 25 mm (14,73 cm²) de diâmetro como armadura inferior da pré-viga.

Para avaliar se a viga fendilha há que verificar se o momento de fendilhação é ou não superior ao momento durante a fase construtiva ($M_{cr} > M_{fc}$).

Considerando o momento de fendilhação de uma secção rectangular e tendo em conta a tensão de rotura à tracção por flexão (definido no EC2 [6]) temos:

$$M_{cr} = \frac{b \times h^2}{6} \times \left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) \times f_{ctm} = \frac{0,5 \times 0,48^2}{6} \left(1,6 - \frac{480}{1000}\right) \times 3,5 \times 10^3 = 75,26 \text{ kN.m}$$

Verificamos assim que é de prever que a viga fendilhe. Sendo necessário avaliar a deformação nesta fase tendo em conta este aspecto.

Com recurso ao método dos coeficientes globais e utilizando tabelas [24] para o cálculo de k_0 é possível estimar as deformações da viga para o caso de primeiro carregamento.

Considerando a relação entre os momentos de fendilhação e o momento durante a fase construtiva de:

$$\frac{M_{cr}}{M_{fc}} = \frac{75,26}{124,86} = 0,60$$

e considerando a secção da viga constante temos como flecha elástica:

$$EI = 35 \times 10^6 \times \frac{0,5 \times 0,48^3}{12} = 161280 \text{ kN.m}^2$$

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{33,63 \times 5,45^4}{161280} \times 10^3 = 2,40 \text{ mm}$$

obtemos assim uma flecha, considerando o efeito de fendilhação, de:

$$a_0 = \left(\frac{h}{d}\right)^3 \times k_0 \times a_c = \left(\frac{0,48}{0,43}\right)^3 \times 1,75 \times 2,40 = 5,84 \text{ mm}$$

Este valor de deformação é aceitável o que indica que não se justifica escoramento para as vigas durante a construção.

É preciso ter em atenção que, no caso dos pisos superiores, a situação das vigas é mais condicionante na fase construtiva, pois a sua secção é mais pequena (0,40 m de largura e 0,43 + 0,27 = 0,70 m de altura) e o seu vão é maior (5,85 m), devido à diminuição da secção dos pilares. Usando a mesma metodologia utilizada para a viga do piso inferior obtemos um M_{fc} de 143,9

kN.m e um M_{cr} de 50,5 kN.m e, considerando a mesma quantidade de armadura inferior adoptada para a viga tipo, avalia-se a flecha em 14,02 mm.

Como durante esta fase a viga não tem qualquer mecanismo que impeça a sua rotação por torção é ainda necessário verificar a sua estabilidade. Essa verificação é conseguida se garantirmos que o momento estabilizante (M_E) é maior que o momento derrubante (M_I), sendo estes momentos calculados em relação ao ponto que leva a viga a rodar (ponto A na Figura 3.14). Os factores que contribuem para o M_E são o peso próprio da viga (força estabilizante F_E) e a largura da mesma, e os que contribuem para o M_I são o vão da laje que apoia na viga (directamente proporcional a força instabilizante F_I) e a distância segundo a horizontal deste apoio ao ponto A.

Considerando a viga tipo de bordo num piso superior representada na Figura 3.14, com as dimensões de $0,40 \times 0,70 \text{ m}^2$, é possível calcular as forças F_E e F_I :

$$F_E = 0,70 \times 0,40 \times 25 = 7,0 \text{ kN/m}$$

$$F_I = 1,5 \times \frac{6,70}{2} \times (3,64 + 1,0) = 23,31 \text{ kN/m}$$

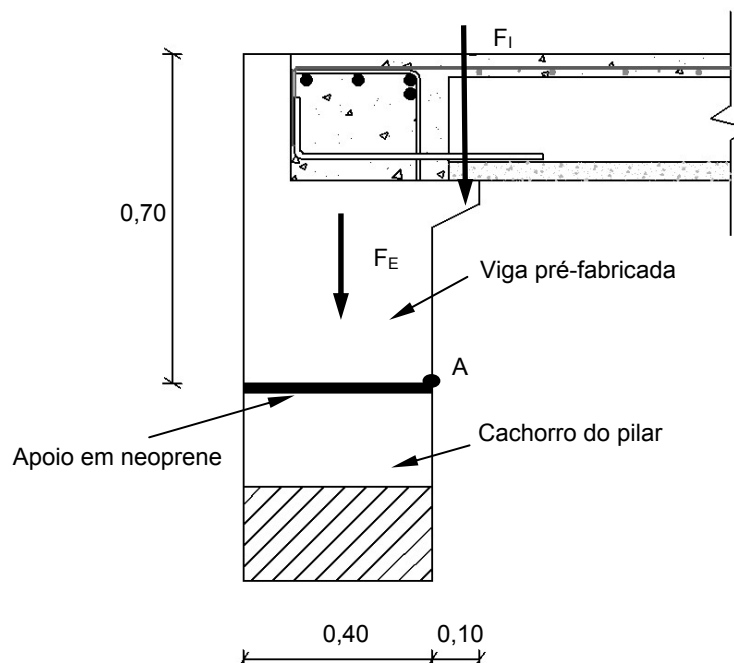


Figura 3.14 – Força estabilizante e instabilizante na viga

Note-se que apenas se majorou as forças que levam à instabilidade do modelo, ficando deste modo verificado a segurança. Admitindo-se que a linha de acção da força F_E é no centro de gravidade da viga e que a linha de acção da força F_I é a meio do cachorro da viga temos:

$$M_E = \frac{0,40}{2} \times 7,0 = 1,40 \text{ kN.m/m}$$

$$M_I = \frac{0,10}{2} \times 23,31 = 1,17 \text{ kN.m/m}$$

Como $M_E \geq M_I$ verifica-se que a viga não tem tendência a rodar em torno do ponto A

3.2.3.3 Fase Definitiva

Durante a fase construtiva as cargas a actuar nas vigas são mais baixas e a secção resistente e as condições de apoio diferem das definitivas. As vigas passam, assim, de um modelo sem continuidade nos apoios para um modelo equivalente ao de uma obra betonada totalmente “*in situ*”.

Os esforços actuantes durante esta fase são estimados com o programa *SAP2000* onde se consideram as ligações viga – pilar monolíticas. Na avaliação dos momentos na viga (ver Figura 3.15) é tido em conta a dimensão dos pilares, apresentando-se no Quadro 3.7 os esforços obtidos neste programa.

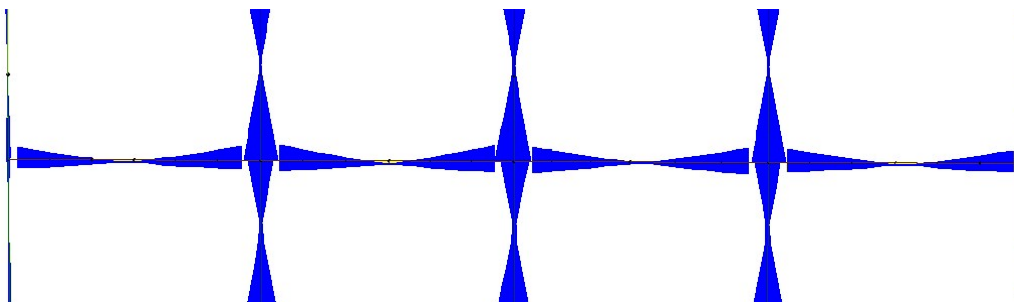


Figura 3.15 – Diagrama de momentos flectores na viga tipo

Quadro 3.7 – Quadro resumo dos esforços actuantes na viga

M_{sd}^- [kN.m]	M_{sd}^+ [kN.m] (apoio)	V_{sd} [kN]
897	673	449

A partir dos valores do Quadro 3.7 é possível calcular as quantidades de armadura necessárias nesta viga tipo, sendo os resultados apresentados no Quadro 3.8. É de notar que o valor de d considerado para o cálculo da armadura positiva no apoio tem menos 0,10 m do que o considerado a meio vão devido ao tipo de ligação adoptada.

Quadro 3.8 – Armadura necessária na viga durante a fase definitiva

	M_{sd}^-	M_{sd}^+ (apoio)
M [kN.m]	897	673
b [m]	0,50	0,50
d [m]	0,70	0,60
μ	0,137	0,140
ω	0,151	0,154
A_s [cm ²]	32,42	28,44

Adoptam-se assim as armaduras de $7\phi 25$ (34,37 cm²) e $5\phi 25 + 2\phi 20$ (30,83 cm²) para as armaduras negativas e positivas no apoio, respectivamente.

3.2.3.4 Ligações

Tal como se apresentou para as lajes é preciso definir as ligações entre a viga e os restantes elementos, ou seja, as ligações viga – pilar, viga – viga e viga – parede resistente.

A ligação viga – pilar é uma das ligações mais importantes da estrutura pois dela depende a eficácia dos pórticos estruturais. Foi considerado no dimensionamento que esta ligação é monolítica, portanto, é necessário garantir a continuidade das armaduras e ductilidade tal que permita a dissipação de energia no caso da ocorrência de um sismo. A ligação adoptada apresenta-se na Figura 3.16 em corte pelo eixo.

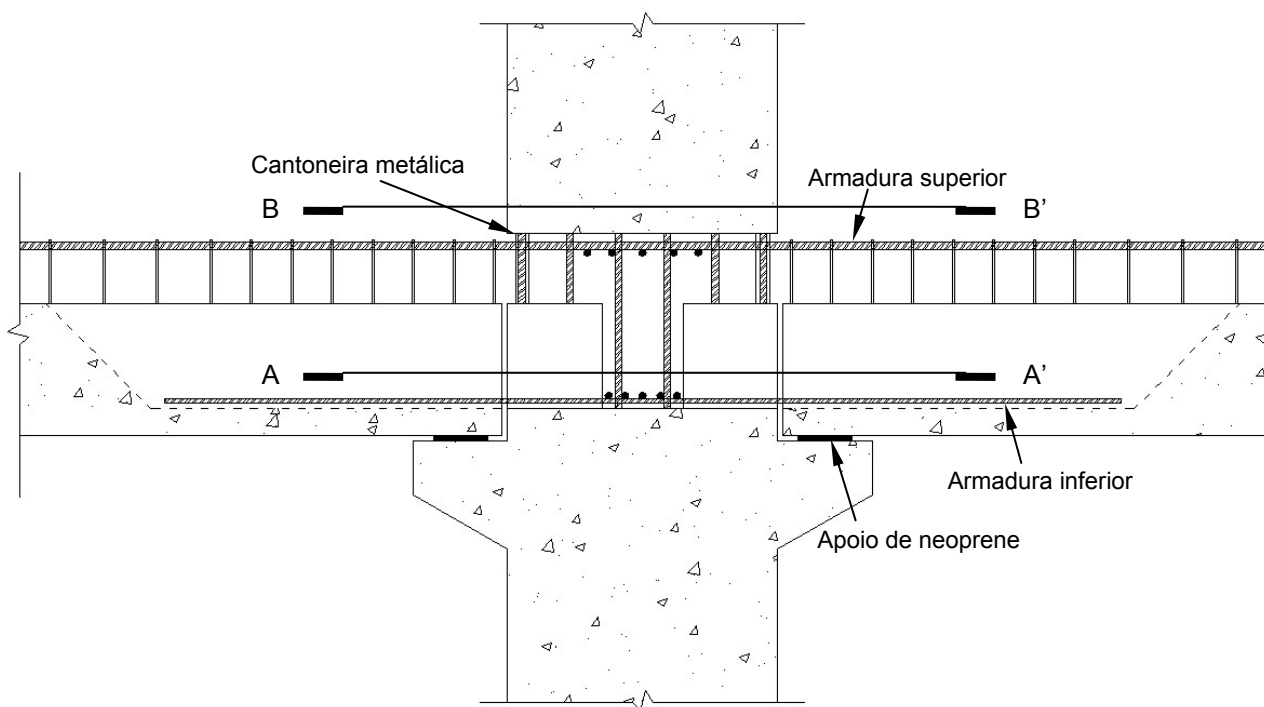


Figura 3.16 – Ligação viga – pilar

A zona do nó de ligação entre a viga e o pilar é betonada “*in situ*” juntamente com a parte superior da viga. Recorre-se ao uso de cantoneiras metálicas para diminuir a esbelteza da zona vazada do pilar, que de outro modo poderia ter uma deformação acentuada durante o manuseamento do mesmo, desde a pré-fabricação à colocação na posição definitiva. A zona vazia em forma de cruz, existente no nó na zona das armaduras inferiores, permite dar continuidade a estas armaduras nas duas direcções sem grande perda de altura útil.

Na Figura 3.17 pormenorizam-se os cortes AA’ e BB’ indicados na Figura 3.16, onde se pode ver o arranjo das armaduras longitudinais da viga na ligação. As ligações representadas são:

- A – Pilar interior com secção de $1,0 \times 1,0 \text{ m}^2$ que liga com 4 vigas de secção $0,5 \times 0,75 \text{ m}^2$;
- B – Pilar interior com secção de $0,6 \times 0,6 \text{ m}^2$ que liga com 4 vigas de secção $0,4 \times 0,7 \text{ m}^2$;
- C – Pilar lateral com secção de $0,5 \times 1,0 \text{ m}^2$ que liga com 3 vigas de secção $0,5 \times 0,75 \text{ m}^2$.

O afastamento mínimo obtido entre os varões nestas ligações foi de 4 cm, sem existir a necessidade de criar agrupamentos de varões.

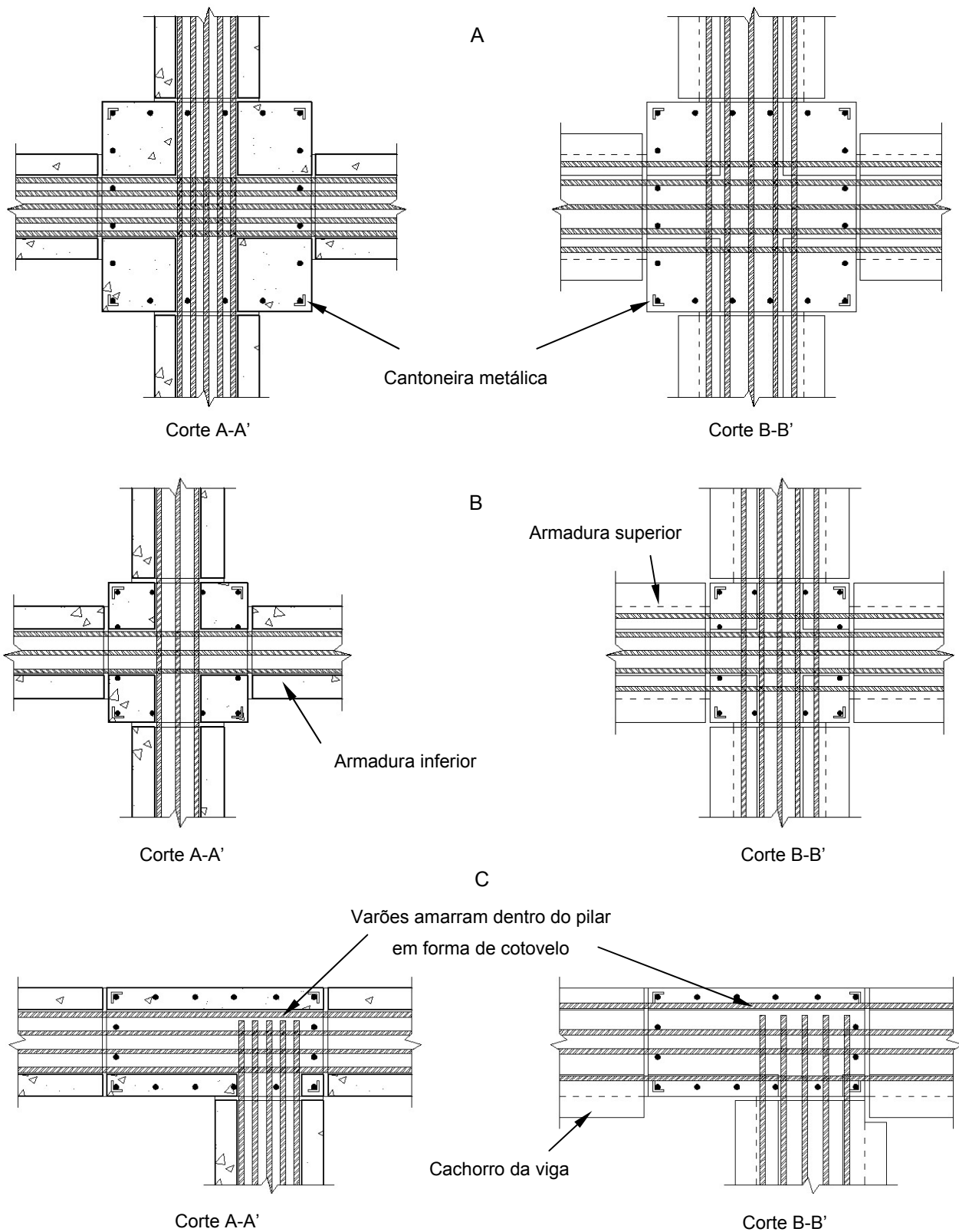


Figura 3.17 – Planta da ligação viga – pilar

As ligações viga – viga verificam-se em geral na ligação com os pilares, podendo-se eliminar, deste modo, a necessidade de recorrer a escoramentos. No entanto, existe no presente caso uma

situação de ligação entre duas vigas perpendiculares sem elementos verticais (ver Figura 3.18), sendo necessários, durante a construção, o escoramento destas vigas.

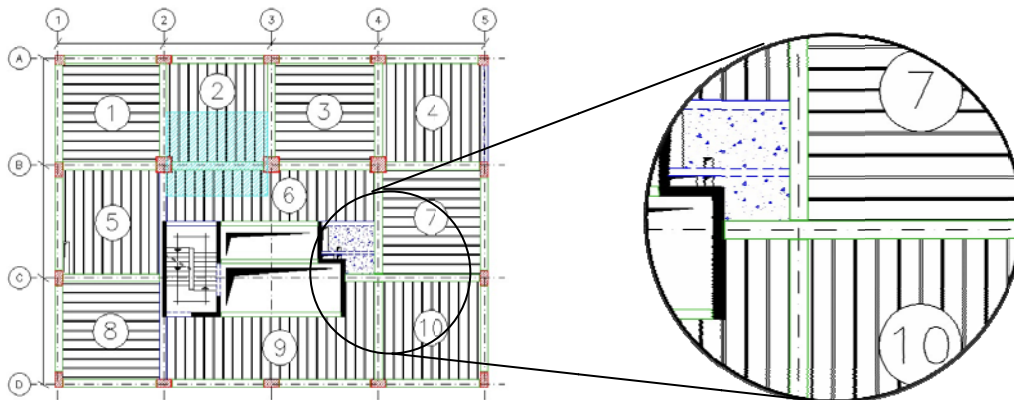


Figura 3.18 – Localização da ligação viga – viga

De modo a ilustrar a ligação entre essas vigas, apresenta-se na Figura 3.19 uma imagem tridimensional da ligação.

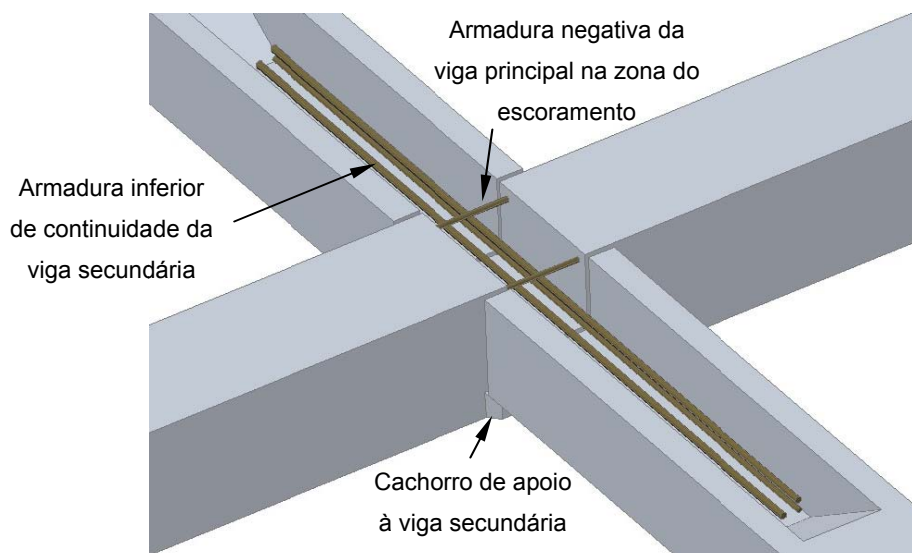


Figura 3.19 – Ligação viga – viga

Através da análise dos esforços no modelo em *SAP2000*, e como seria de esperar pela geometria das vigas envolvidas na ligação, a viga mais curta (viga segundo o eixo C) serve de apoio à viga mais comprida (viga segundo o eixo 4). A solução proposta para a ligação garante a continuidade das armaduras inferiores para as duas vigas mas com o custo da perda de 10 cm no braço da viga secundária. Apresenta-se na Figura 3.20 e Figura 3.21 a geometria da ligação proposta. Toda a zona vazada é betonada *in situ* juntamente com a camada de compressão da laje, garantindo assim a continuidade da ligação. A altura da viga principal é aumentada em 10 cm de modo a permitir a criação do cachorro na zona inferior da ligação. É de notar que este aumento não é apenas local para facilitar a construção da viga mas que devido à existência de tectos falsos não condiciona a arquitectura.

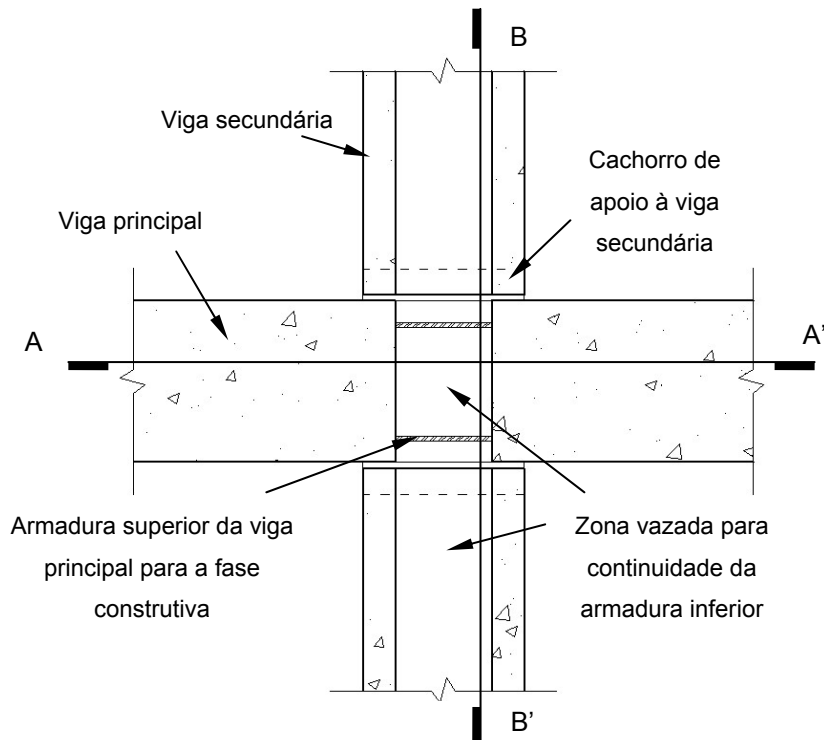


Figura 3.20 – Planta da ligação viga – viga

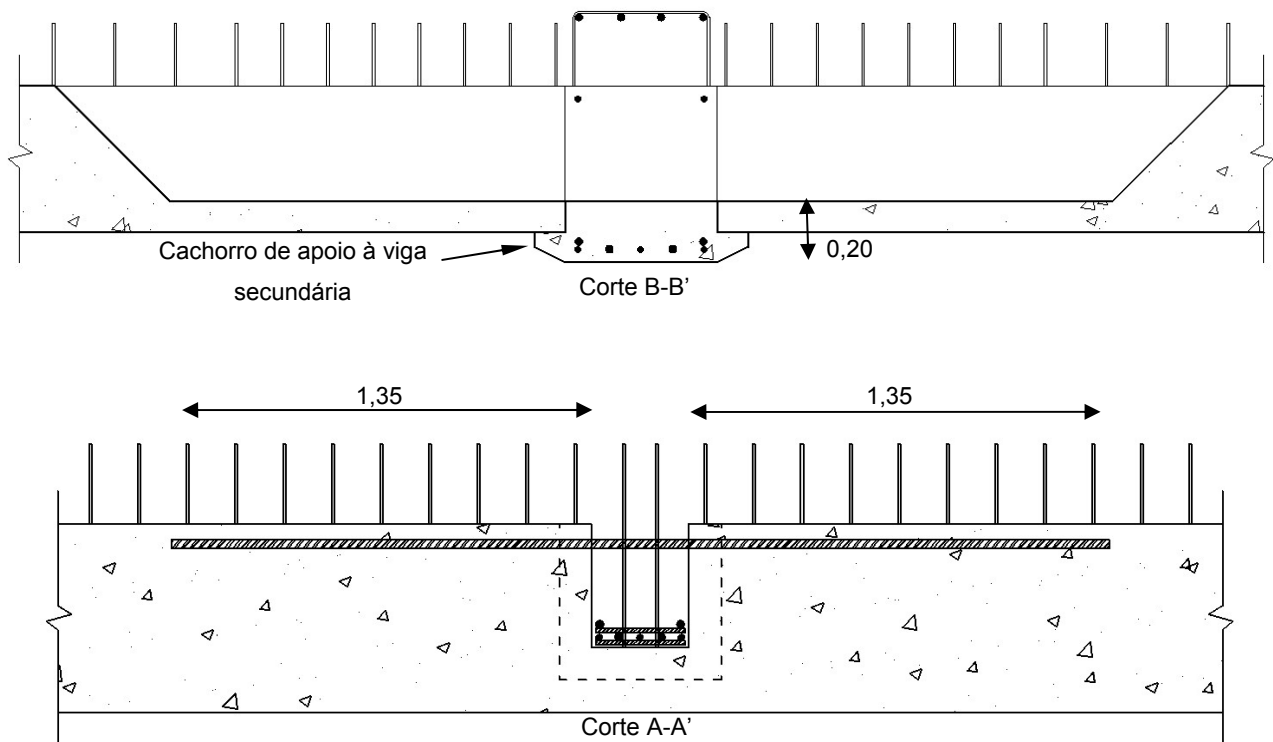


Figura 3.21 – Cortes da ligação viga – viga

Nesta ligação torna-se necessário verificar a segurança da viga a momentos negativos durante a fase construtiva sobre o escoramento. Os vãos existentes durante a fase construtiva são de 2,1 m e 6,3 m em A-B e B-C respectivamente (ver Figura 3.22). Considerando a carga, já majorada, a actuar na viga principal, quantificada em 36,5 kN/m, e utilizando o modelo apresentado na Figura 3.22 mas

tendo em atenção que não devem existir reacções de tracção nos apoios, ou seja, estes não devem impedir a viga de levantar, são calculados os momentos existentes sobre o escoramento (apoio B). A partir destes momentos e considerando $d = 0,52$ m calcula-se a quantidade de armadura negativa necessária na ligação e apresentam-se os resultados no Quadro 3.8.

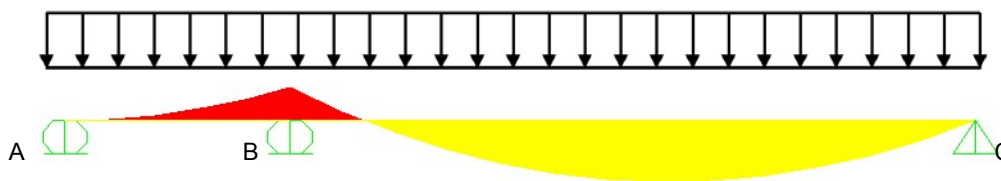


Figura 3.22 – Modelo de cálculo da viga segundo o eixo C durante a fase construtiva

Quadro 3.9 – Armadura negativa durante a fase construtiva na ligação viga – viga

M_{sd} [kN.m]	μ	ω	A_s [cm ²]
77,4	0,021	0,022	3,47

Opta-se assim por utilizar dois varões de 16 mm de diâmetro ($A_s = 4,02$ cm²) com um comprimento total de 3,0 m cada um.

A ligação viga – parede resistente é muito semelhante à ligação entre a laje e a parede resistente, devendo-se garantir uma boa continuidade através de uma pormenorização adequada. Deste modo, é deixado um negativo na parede na zona da ligação com a viga, efectuando-se a ligação através da betonagem “*in situ*” deste nó com as armaduras inferiores e superiores da viga a amarrarem na parede. Apresenta-se na Figura 3.23 a ligação proposta, em que as quantidades de armaduras são, em tudo, semelhantes as de uma ligação “*in situ*”.

De modo a simplificar a construção da parede resistente e porque esta zona da viga já se encontra escorada devido a ligação viga – viga, opta-se por não recorrer ao uso do cachorro para apoiar a viga na parede durante a fase construtiva mas sim a um escoramento provisório.

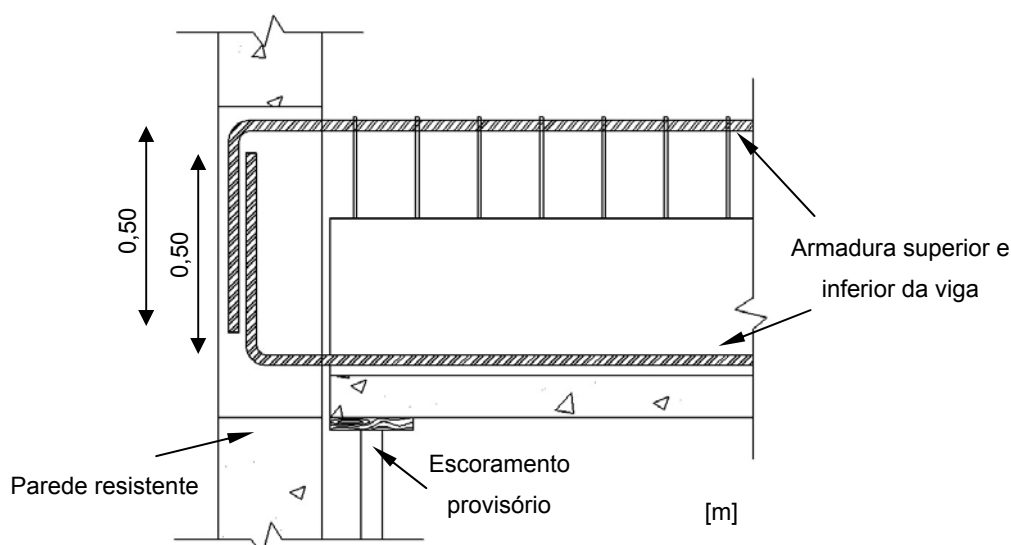


Figura 3.23 – Ligação viga – parede resistente

3.2.4 Pilar

Por existir a intenção de diminuir o número de ligações na estrutura, os pilares pré-fabricados tornam-se os elementos com maiores dimensões e, por conseguinte, os mais pesados. É preciso ter em atenção que o equipamento disponível para manuseamento e transporte pode condicionar o tamanho / peso das peças pré-fabricadas, sendo importante saber as limitações das guas disponíveis antes de conceber a divisão dos pilares em altura.

Na Figura 3.24 apresenta-se a proposta de divisão dos pilares em altura. O corte representado nesta figura é feito junto ao eixo A que pode ser identificado na Figura 3.4. Os pilares são divididos em 4 peças pré-fabricadas independentes com comprimentos de 12,0 / 9,3 / 11,5 / 5,85 m respectivamente do 1º, 2º, 3º e 4º troço, sendo que, em alguns casos, o 4º troço tem 9,55 m de comprimento. A ligação pilar – pilar encontra-se desfasada da ligação viga – pilar, sendo que este desfasamento tenta, por um lado, simplificar cada uma das ligações e facilitar o seu processo construtivo e, por outro lado, estabelecer a emenda dos varões do pilar a meia secção deste, como recomendado em zonas de maior sismicidade.

Deve evitar-se, sempre que possível, a utilização de cachorros, pois estes complicam o processo construtivo das peças. No entanto, pensa-se que, pelo facto de permitirem a dispensa da utilização de escoramentos nas vigas, compensam as desvantagens inerentes ao fabrico.

Com base nesta divisão em altura dos pilares e considerando apenas os pilares mais condicionantes (mais pesados) em cada nível de altura, é elaborado o Quadro 3.10 para controlar o tipo de grua necessário para manobrar e colocar os pilares na sua posição definitiva.

Quadro 3.10 – Propriedades dos pilares pré-fabricados

Secção [m ²]	Comprimento do pilar [m]	Volume de betão do pilar [m ³]	Peso aproximado do pilar [ton]
0,60 × 0,60	9,55	3,44	8,77
0,70 × 0,70	11,5	5,64	14,37
0,80 × 0,80	9,3	5,95	15,16
1,00 × 1,00	12,0	12,00	30,58

Devido ao elevado peso do pilar de maiores dimensões (secção de 1,00 × 1,00 m² – mais de 25 ton), é necessário uma licença especial para permitir o seu transporte na via pública. A montagem de todos estes elementos tem de ser feita através de uma grua automóvel pois para pesos maiores do que 5 ton são mais económicas do que as guas torre.

É preciso, no entanto, garantir o acesso desta grua aos locais onde são montadas as peças, sendo para tal necessário um adequado planeamento dos trabalhos, não permitindo que alguma zona da obra fique inacessível enquanto não estiverem finalizados, nesse local, todos os trabalhos que envolvam a montagem de peças que necessitem a utilização das guas automóvel.

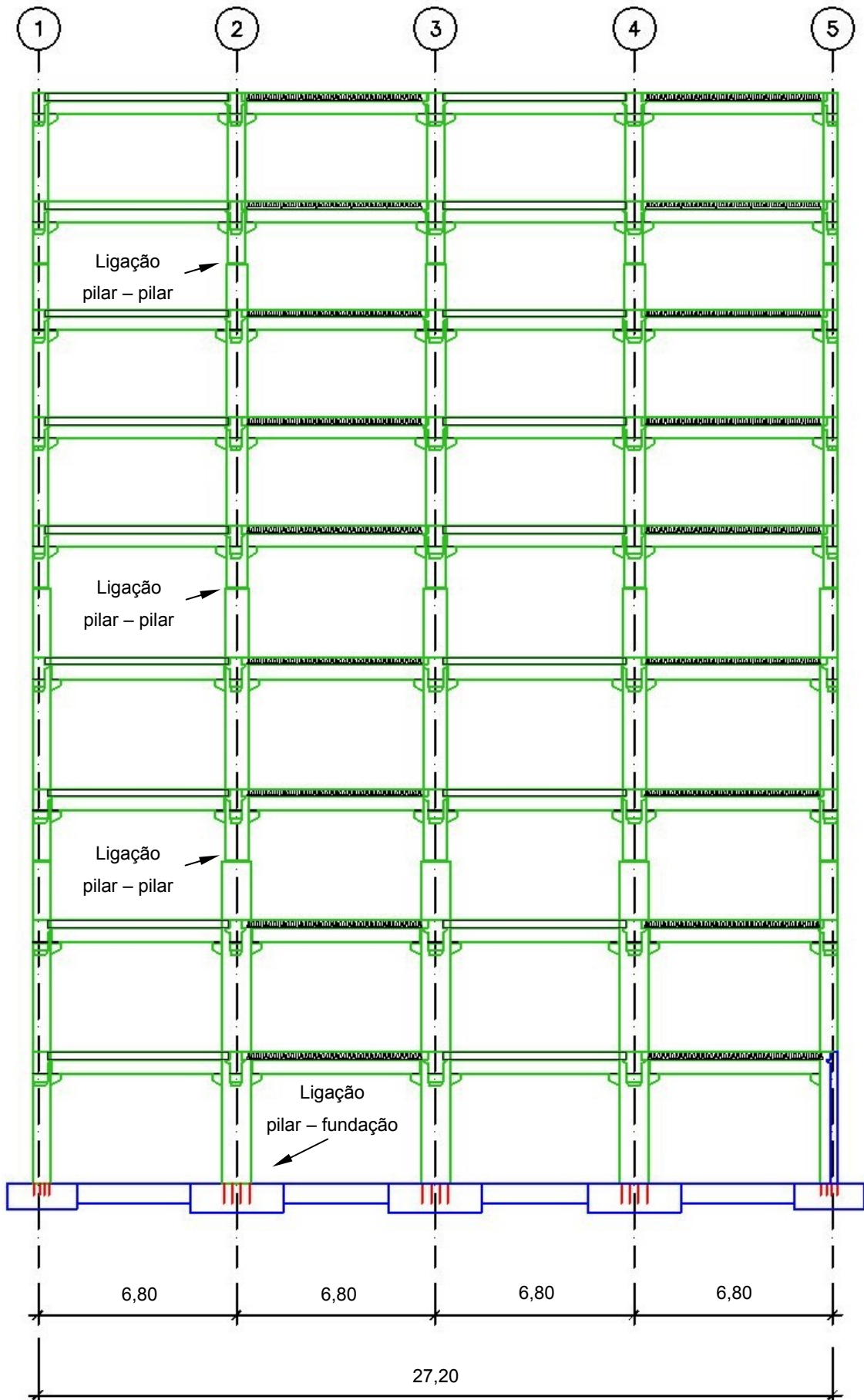


Figura 3.24 – Corte da estrutura em altura junto ao eixo A

3.2.4.1 Materiais e Propriedades da Secção

Os materiais utilizados na construção dos pilares são os mesmos referidos anteriormente e indicados no Quadro 3.3.

A geometria adoptada para os pilares foi, em geral, idêntica à da solução “*in situ*”, embora com as adaptações necessárias na zona das ligações. Os pilares na sua maioria apresentam uma secção rectangular com dimensões constantes ao longo de cada troço, de modo a simplificar o seu processo construtivo. Na zona junto à ligação com a viga, o pilar tem os cachorros de apoio às vigas, sendo que, nessa zona, a sua secção é vazada, de acordo com o esquema da Figura 3.25, para permitir a continuidade da viga no apoio.

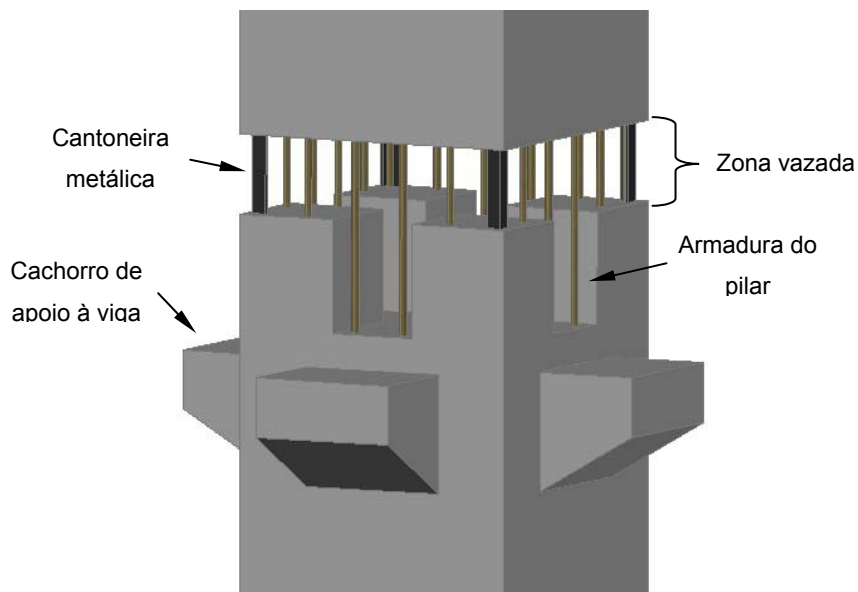


Figura 3.25 – Zona de ligação do pilar com a viga

Na parte superior dos pilares é deixada uma armadura de espera para permitir a ligação com às bainhas dos pilares superiores.

3.2.4.2 Fase Construtiva

Os pilares são elementos dimensionados para resistir essencialmente a forças verticais, no entanto, como o hospital se situa numa zona de maior sismicidade as quantidades de armadura nestes são claramente condicionadas pelas acções horizontais.

Durante a fase de transporte e montagem, em geral, os pilares estão sujeitos a acções diferentes daquelas para as quais foram dimensionados, pois funcionam como vigas. Devido às quantidades de armaduras significativas dos pilares não é natural que possam surgir durante esta fase, limitações de manuseamento, de qualquer forma há que analisar os pontos de apoio para suporte e manuseamento.

Considerando o pilar pré-fabricado de secção $1,00 \times 1,00 \text{ m}^2$, com a geometria representada na Figura 3.26, apenas submetido à acção do peso próprio e com os pontos de elevação aí definidos, obtém-se o respectivo diagrama de momentos flectores representado na mesma figura. É de notar que o ângulo α tem de ser maior ou igual a 60° para não danificar as peças a elevar.

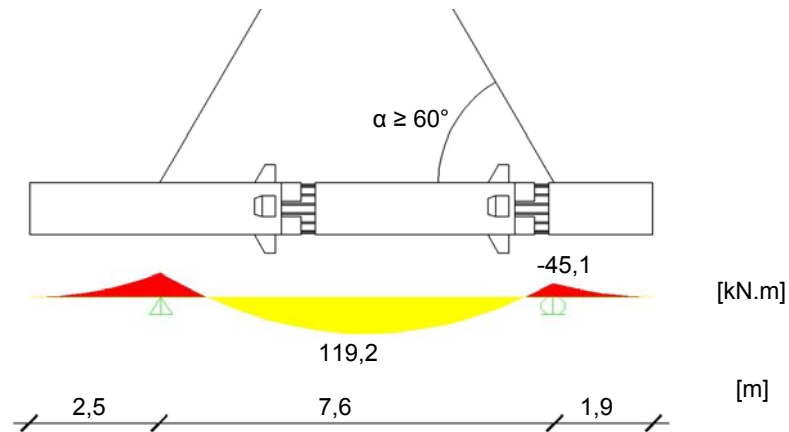


Figura 3.26 – Elevação do pilar durante a fase construtiva

Sabendo que na zona vazada do pilar as armaduras ordinárias resistem ao momento flector formando um binário de forças conforme se pode ver na Figura 3.27, é possível estimar a força de compressão existente num varão e verificar se este tem tendência para encurvar.

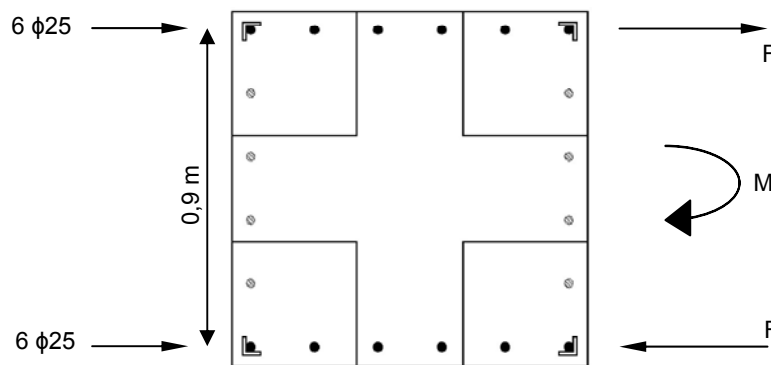


Figura 3.27 – Binário de forças na zona vazada do pilar

Desprezando os varões na zona central e não contando com a contribuição das cantoneiras metálicas para a rigidez temos:

$$M = F \times b \Leftrightarrow F = \frac{M}{b} = 132,4 \text{ kN}$$

Sendo, portanto, a força em cada varão dada por:

$$F = \frac{132,4}{6} = 22,1 \text{ kN}$$

Com base no método de cálculo para a resistência à encurvadura definida no EC3 [8] chega-se aos seguintes valores de esbelteza e resistência por varão:

$$\lambda = 1,081 \Rightarrow \chi = 0,495$$

$$N_{Rd} = 213,5 \text{ kN} \Rightarrow N_{b, Rd} = 105,6 \text{ kN}$$

Note-se que o comprimento de encurvadura considerado é igual a altura máxima do varão na zona vazada (0,65 m), multiplicada por um factor igual a 0,7, para se ter em conta com as condições de apoio do varão.

Deste modo, conclui-se que, para efeitos de resistência à rotura apenas com recurso aos varões existentes na secção, é possível verificar-se a segurança. No entanto, entende-se que, para controlar as deformações devidas a eventuais acções acidentais até à betonagem da zona vazada, se deve utilizar as cantoneiras metálicas para aumentar a rigidez desta zona.

Após a colocação do pilar na sua posição definitiva é importante garantir o seu equilíbrio até a sua ligação ou com a fundação ou com o pilar inferior estar estabelecida, sendo que se recorre frequentemente ao uso de escoramentos para este efeito.

Os cachorros dos pilares, embora definitivos, apenas são considerados durante a fase construtiva, enquanto a continuidade nos apoios não está garantida. O seu dimensionamento segue os mesmos princípios qualquer que sejam os elementos a ligar (viga – laje, viga – pilar ou laje – parede resistente), ou seja, funcionam como consolas curtas e são dimensionados através do modelo de escoras e tirantes preconizado no EC2 [6].

Tomando como exemplo a viga tipo, é possível estimar o esforço actuante no cachorro do pilar, o qual é igual à:

$$V_{sd} = \frac{54,17 \times 5,45}{2} = 147,6 \text{ kN}$$

Com o sistema de escoras e tirantes apresentado na Figura 3.28 é possível concluir que a força T nas armaduras é igual à força V, logo, a armadura necessária no cachorro é:

$$A_s = \frac{147,6}{435 \times 10^3} \times 10^4 = 3,39 \text{ cm}^2$$

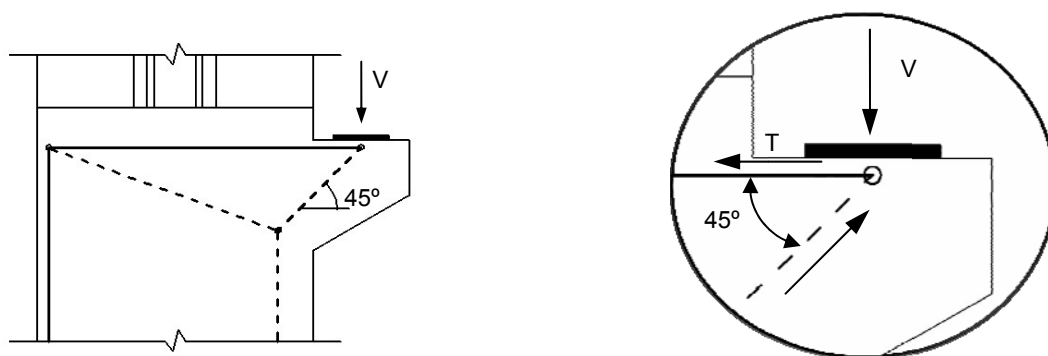


Figura 3.28 – Método das escoras e tirantes aplicado ao cachorro do pilar

Adopta-se assim como armadura principal do cachorro quatro varões de 12 mm ($A_s = 4,52 \text{ cm}^2$). A pormenorização das armaduras no cachorro deve seguir o esquema apresentado na Figura 3.29, em que a armadura principal é pormenorizada em forma de laço, pois a amarração torna-se muito mais eficiente com a compressão transversal.

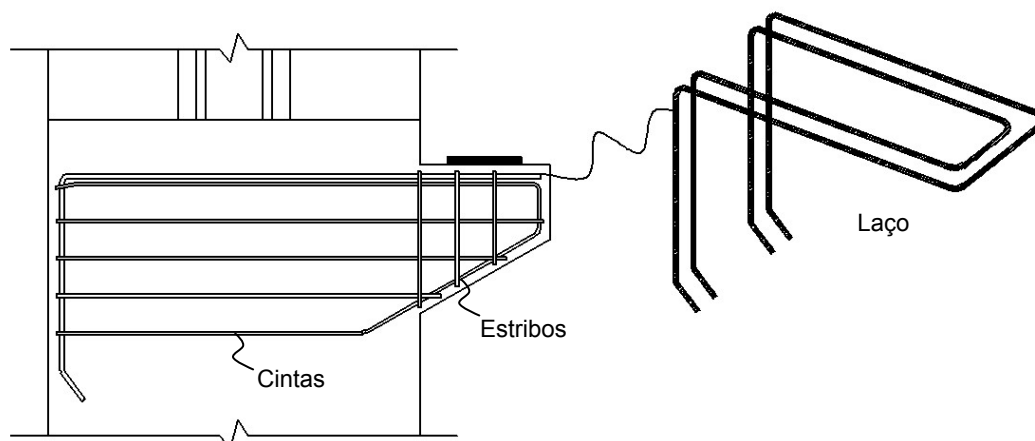


Figura 3.29 – Pormenorização das armaduras nos cachorros (adaptado de [16])

3.2.4.3 Fase Definitiva

O dimensionamento dos pilares pré-fabricados é em tudo semelhante ao de um pilar betonado “*in situ*”, apenas se deve ter a atenção adicional em verificar a capacidade resistente nas ligações. Na ligação viga – pilar apenas é interrompida a armadura da viga, sendo que o pilar tem a sua armadura longitudinal contínua e por isso a sua capacidade resistente não é diminuída com esta ligação. Teve-se o cuidado de fazer as ligações pilar – pilar na zona em que os momentos são menores, ou seja, aproximadamente a meia altura entre pisos, de acordo com as recomendações para edifícios em zonas sísmicas.

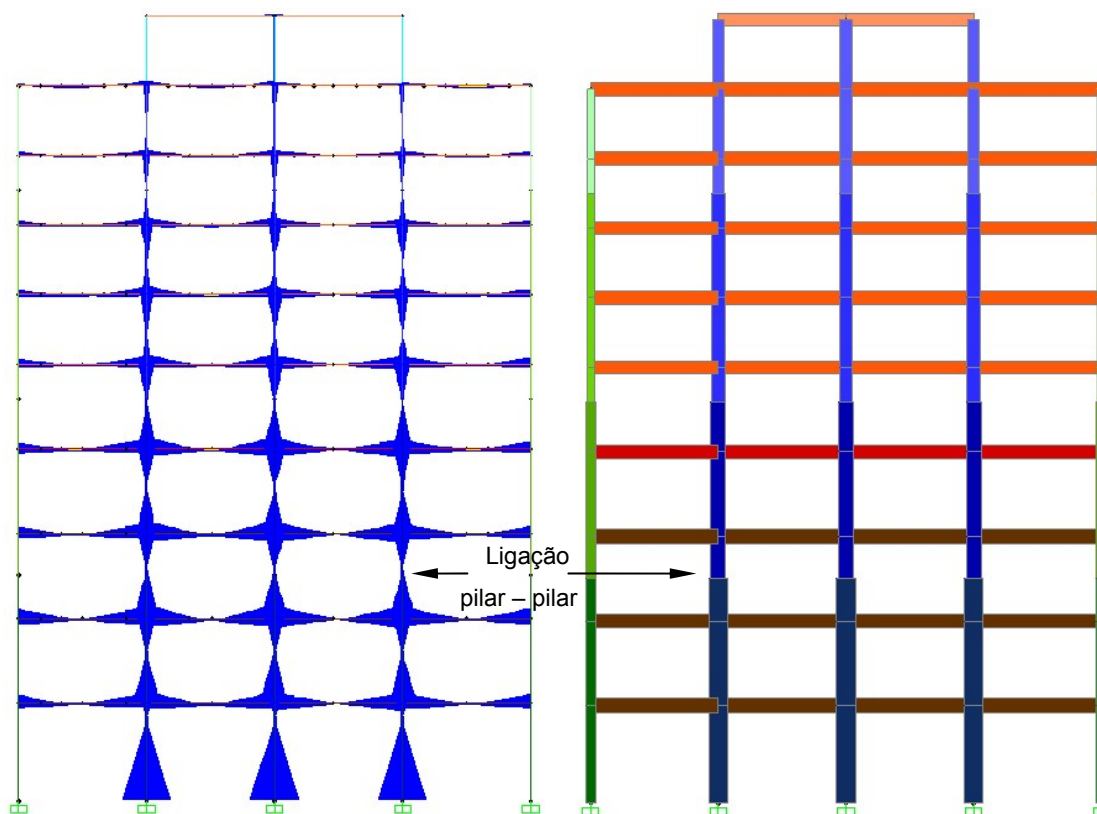


Figura 3.30 – Diagrama de momentos no pórtico do eixo B e respectivo modelo em SAP2000

Apresentam-se na Figura 3.30 os diagramas de esforços no pórtico do eixo B (à esquerda) bem como o modelo utilizado nesse mesmo pórtico em *SAP2000* (à direita). É de notar que, tal como seria de prever, os momentos na zona da ligação pilar – pilar são reduzidos e por isso não criam grandes problemas no dimensionamento da ligação.

A título de exemplo apresenta-se o dimensionamento do pilar que se encontra na intersecção do eixo 2 com o B (ver Figura 3.4). As armaduras são calculadas através de uma folha de cálculo à flexão desviada e apresentam-se no Quadro 3.11 os valores dos esforços e das armaduras obtidas nas diversas secções.

Quadro 3.11 – Cálculo das armaduras nos pilares

Secção		Esforços			Cálculo de ω				A_s [cm ²]
h_x [m]	h_y [m]	N_{sd} [kN]	$M_{sd,x}$ [kN.m]	$M_{sd,y}$ [kN.m]	ν	μ_x	μ_y	ω	
1,00	1,00	-2440,2	1934,7	898,3	-0,091	0,072	0,034	0,127	78,11
1,00	1,00	-2086,8	1017,4	860,6	-0,078	0,038	0,032	0,059	36,03
1,00	1,00	-1797,4	958,9	850,8	-0,067	0,036	0,032	0,065	40,04
0,80	0,80	-1562,8	767,2	748,1	-0,091	0,056	0,055	0,111	43,62
0,80	0,80	-1371,0	730,1	714,7	-0,080	0,053	0,052	0,107	41,94
0,70	0,70	-1306,2	593,9	582,5	-0,100	0,065	0,064	0,150	45,21
0,70	0,70	-1102,7	518,4	596,7	-0,084	0,057	0,065	0,145	43,70
0,70	0,70	-928,8	437,7	562,6	-0,071	0,048	0,061	0,128	38,38
0,60	0,60	-728,8	293,1	449,4	-0,076	0,051	0,078	0,171	37,76
0,60	0,60	-591,5	239,6	407,2	-0,062	0,042	0,071	0,154	34,03
0,60	0,60	-399,1	125,6	193,7	-0,042	0,022	0,034	0,073	16,08

Note-se que os esforços apresentados correspondem às combinações mais condicionantes em cada secção.

As armaduras calculadas para este pilar são ligeiramente inferiores às do projecto “*in situ*”, facto que pode ser justificado pelo menor peso próprio obtido na solução das lajes pré-fabricadas, que por sua vez conduz a uma acção do sismo menos condicionante. Também uma distribuição diferente da rigidez da estrutura, nomeadamente dos núcleos de elevadores e das escadas, pode ter contribuído para a diferença de esforços obtida. Por estas razões, a armadura adoptada para os pilares é igual à da solução “*in situ*”, a qual é apresentada no Quadro 3.12

Quadro 3.12 – Armaduras adoptadas nos pilares

Secção		Armadura adoptada	A_s [cm ²]
h_x [m]	h_y [m]		
1,00	1,00	20 ϕ 25	98,2
0,80	0,80	4 ϕ 25 + 16 ϕ 20	69,88
0,70	0,70	4 ϕ 25 + 12 ϕ 20	57,32
0,60	0,60	12 ϕ 20	37,68

3.2.4.4 Ligações

As principais ligações existentes nos pilares são as ligações: pilar – pilar; pilar – fundação e viga – pilar, sendo que esta última já foi estudada no ponto 3.2.3.4.

A ligação pilar – pilar é feita através dos varões de aço que ficam em espera no pilar inferior, os quais encaixam em bainhas do pilar superior, sendo esta ligação posteriormente preenchida com *grout* para garantir o funcionamento em conjunto dos dois pilares (ver Figura 3.31). As bainhas devem ser rugosas de modo a permitirem uma boa aderência entre o grout e as suas paredes e se houver necessidade de maiores tolerâncias o diâmetro desta bainhas pode ser aumentado.

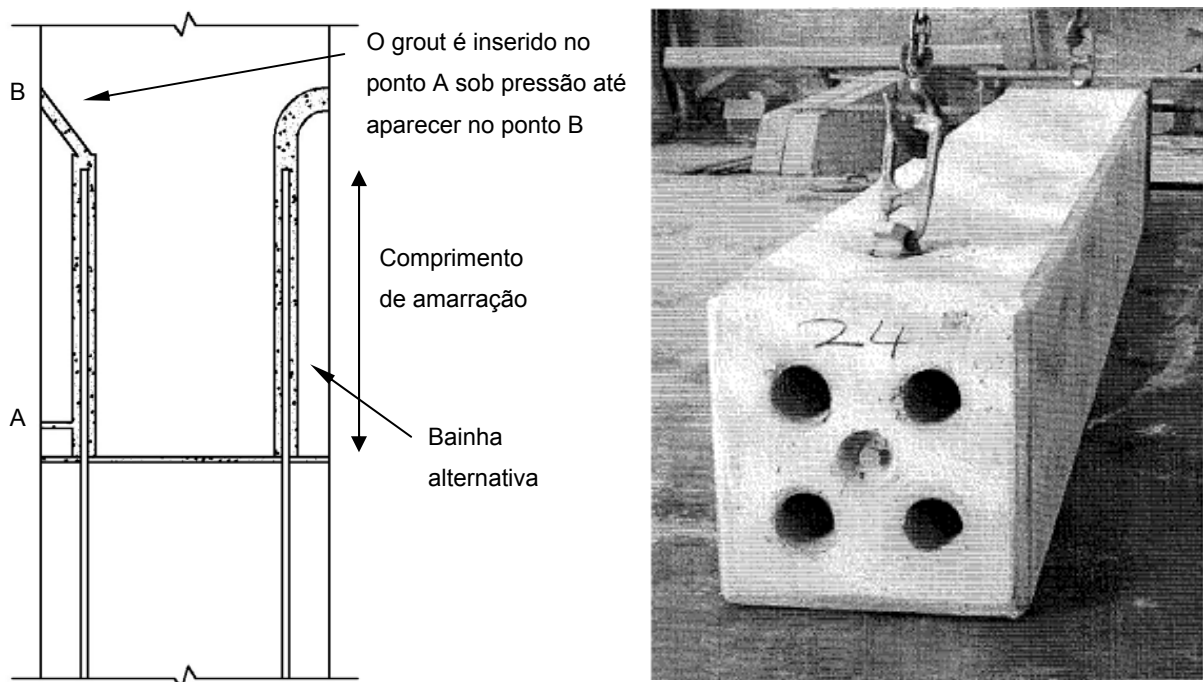


Figura 3.31 – Ligação pilar – pilar com recurso a bainhas preenchidas com grout (adaptado de [26])

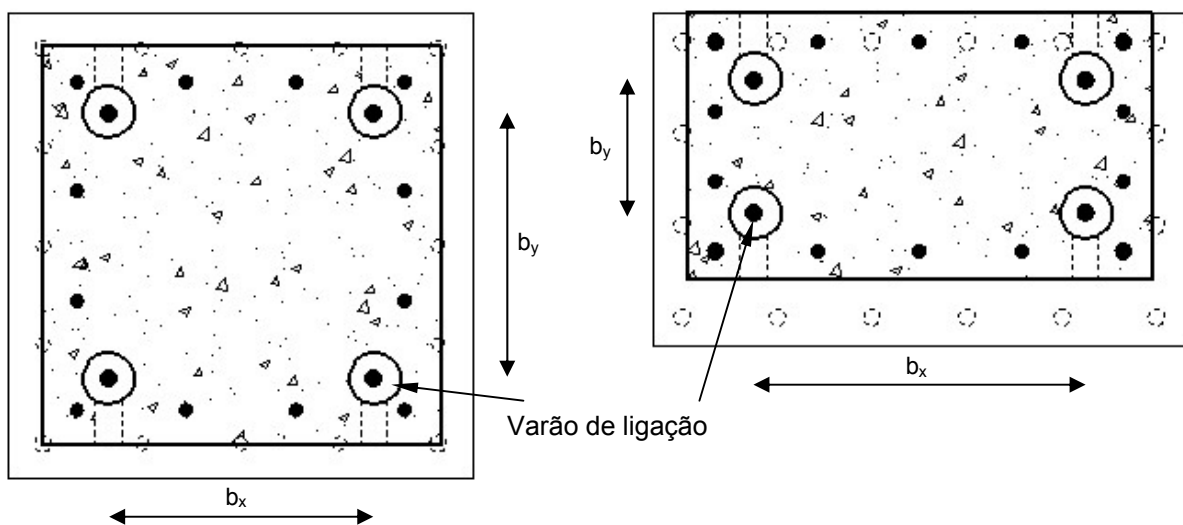


Figura 3.32 – Planta tipo da ligação pilar – pilar e respectivos braços para o cálculo do M_{rd} da ligação

De forma simplificada o dimensionamento desta ligação pode ser feito através da contabilização do momento resistente que os ferros longitudinais conseguem proporcionar. Assim sendo, a partir dos braços indicados na Figura 3.32 é possível calcular esses momentos e é elaborado o Quadro 3.13 tendo em conta os resultados obtidos no *SAP2000*. Neste quadro são verificadas algumas ligações tipo nas secções mais condicionantes. Note-se que, de forma conservativa, o esforço normal de compressão a actuar na ligação não é tido em consideração neste dimensionamento.

Quadro 3.13 – Verificação da segurança à rotura em algumas ligações pilar – pilar

Ligação	b_x [m]	b_y [m]	ferrolho	$M_{Rd, x}$ [kN.m]	$M_{Rd, y}$ [kN.m]	$\left(\frac{M_{sd, x}}{M_{Rd, x}}\right) + \left(\frac{M_{sd, y}}{M_{Rd, y}}\right)$
1,0 × 1,0 → 0,8 × 0,8	0,6	0,6	φ25	256,2	256,2	0,92
0,8 × 0,8 → 0,7 × 0,7	0,5	0,5	φ25	213,5	213,5	0,62
0,7 × 0,7 → 0,6 × 0,6	0,4	0,4	φ25	170,8	170,8	0,34
0,5 × 1,0 → 0,5 × 0,8	0,3	0,6	φ25	128,1	256,2	0,45
0,5 × 0,8 → 0,4 × 0,7	0,2	0,5	φ25	85,4	213,5	0,44
0,4 × 0,7 → 0,4 × 0,6	0,2	0,4	φ25	85,4	170,8	0,26

Pela análise do Quadro 3.13 conclui-se que, devido à localização da ligação (aproximadamente a meia altura dos pisos), a armadura necessária nesta ligação não é muito elevada podendo-se mesmo diminuir o diâmetro dos varões em alguns casos.

De modo a uniformizar os tipos de ligações existentes na solução estrutural opta-se por utilizar a ligação pilar – fundação através de bainhas preenchidas com grout ficando uma ligação do mesmo tipo da ligação entre pilares. Os varões de espera encontram-se nas sapatas, encaixando posteriormente nas bainhas existentes nos pilares (ver Figura 3.33).

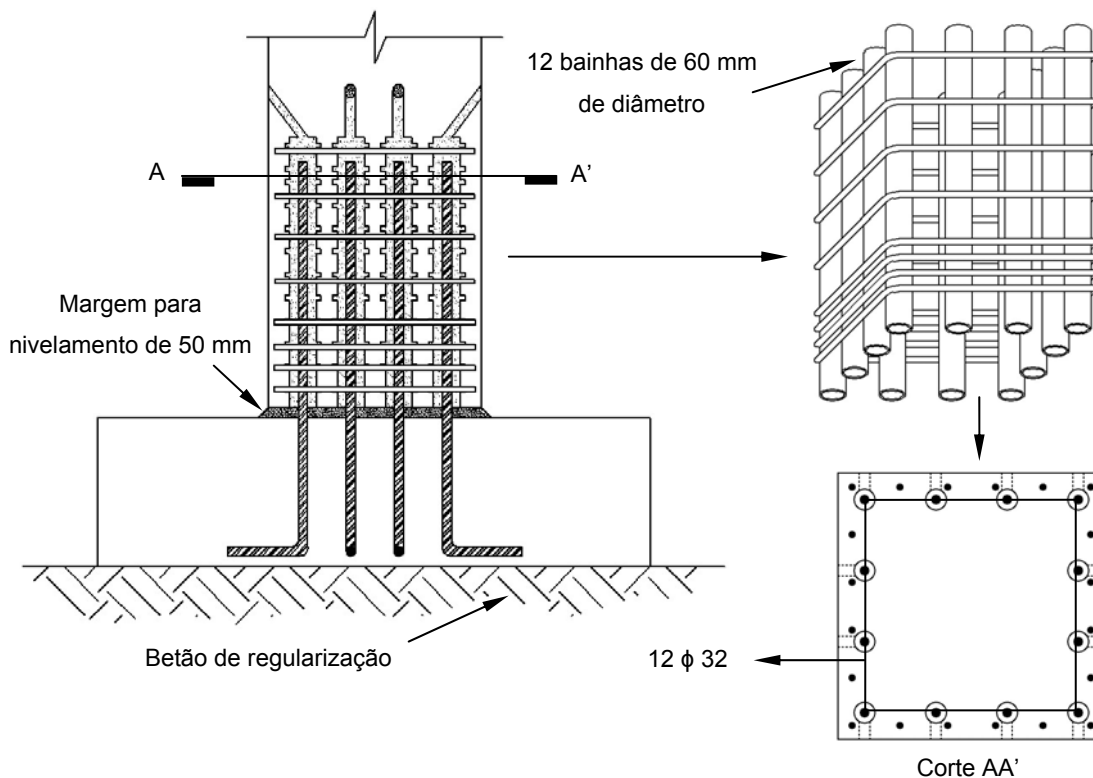


Figura 3.33 – Ligação pilar – fundação através de bainhas preenchidas com grout

Com base nos valores de armadura obtidos no Quadro 3.11, na secção da base (1ª linha) adoptam-se doze varões de 32 mm (96,51 cm²) para fazer a ligação.

De modo a melhorar o comportamento da ligação as bainhas devem ser cintadas através de uma armadura helicoidal [30].

3.2.5 Paredes resistentes

Devido a sua grande inércia as paredes resistentes absorvem a maior parte das acções horizontais obtendo-se deste modo grandes momentos flectores na sua base que diminuem rapidamente em altura.

A geometria do núcleo de paredes resistentes na zona dos acessos verticais é apresentada na Figura 3.34 onde se pode identificar os diferentes painéis de parede pré-fabricados.

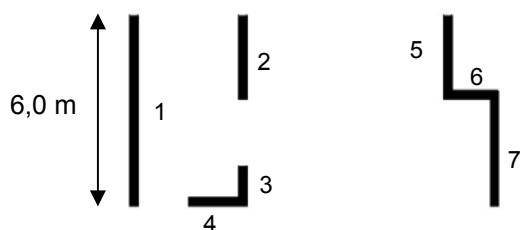


Figura 3.34 – Geometria do núcleo de paredes na zona dos acessos verticais

3.2.5.1 Materiais e Propriedades da Secção

De modo a facilitar o transporte e elevação dos painéis pré-fabricados, as paredes resistentes são divididas em elementos mais pequenos, sendo apresentados no Quadro 3.14 as dimensões obtidas para os diferentes painéis. Note-se que, ao contrário dos pilares, os painéis de parede são pré-fabricados apenas para vencerem um piso, pois, de outra forma, estes elementos atingiriam pesos muito elevados inviabilizando a sua aplicação.

Quadro 3.14 – Resumo das dimensões dos painéis de parede existentes no edifício

Painel*	altura [m]	largura [m]	espessura [m]
1	3,7 e 4,5	3 × 2,00	0,25
2		2,40	
3		1,00	
4		1,60	
5		2,40	
6		1,20	
7		2 × 1,70	

* os painéis estão identificados na Figura 3.34

3.2.5.2 Fase Construtiva

Durante a fase construtiva, os painéis pré-fabricados não estão sujeitos a acções que possam condicionar o seu dimensionamento. Assim, apenas é preciso ter em atenção a sua estabilidade até as suas ligações com os restantes elementos se encontrarem estabilizadas, através dos escoramentos que se considerarem necessários.

3.2.5.3 Fase Definitiva

As paredes são dimensionadas como sendo elementos monolíticos, ou seja, são armadas como se fossem betonadas “*in situ*”, devendo-se ter um cuidado especial com a pormenorização das ligações, tanto entre os painéis como com os restantes elementos. A título de exemplo apresenta-se na Figura 3.35 os diagramas de momentos flectores e esforços transversos obtidos na parede segundo o eixo 2 (ver Figura 3.4). Esta parede é composta por 3 painéis pré-fabricados com 2,00 m cada um perfazendo uma largura total de 6,00 m, tal como indicado no Quadro 3.14.

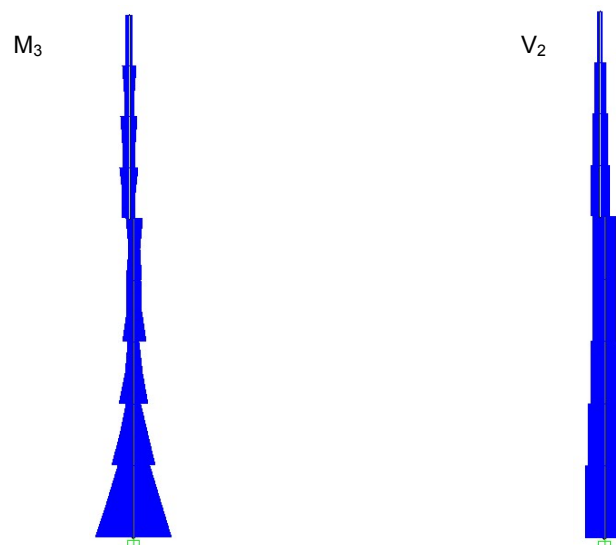


Figura 3.35 – Diagrama de momentos flectores na parede segundo o eixo 2

O momento máximo obtido na parede para a zona pré-fabricada foi $M_3 = 21233 \text{ kN.m}$ e o esforço transverso máximo $V_2 = 2110 \text{ kN}$. O esforço normal obtido nestas combinações foi de $N = 2838 \text{ kN}$.

3.2.5.4 Ligações

Existem dois tipos de ligações entre os painéis de parede: ligações verticais (juntas horizontais) e ligações horizontais (juntas verticais). Devido à necessidade dos painéis de parede funcionarem como um único elemento estrutural, estas ligações têm de resistir a forças de corte, tracção e compressão, conforme o esquema apresentado na Figura 3.36.

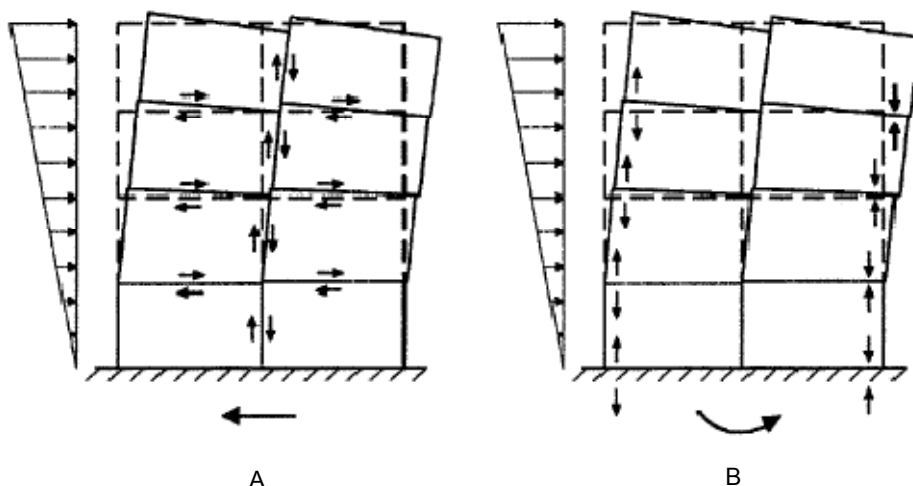


Figura 3.36 – Acção no plano da parede, A – forças de corte, B – forças de tração e compressão (adaptado de [26])

Como se pode ver na Figura 3.36 às juntas horizontais interessa terem capacidade para resistirem às forças de corte, tração e compressão, enquanto às juntas verticais apenas interessa a capacidade de resistirem às forças de corte. Assim, a ligação escolhida é apresentada na Figura 3.37. Esta ligação é um misto entre a ligação indentada típica (Figura 2.30 e Figura 3.38 B) e a ligação com bainhas utilizada nas ligações pilar – pilar e pilar – fundação (Figura 3.38 A). Apesar da dificuldade inerente ao encaixe das armaduras nas bainhas pensa-se que é vantajosa a uniformização dos tipos de ligações verticais existentes em obra.

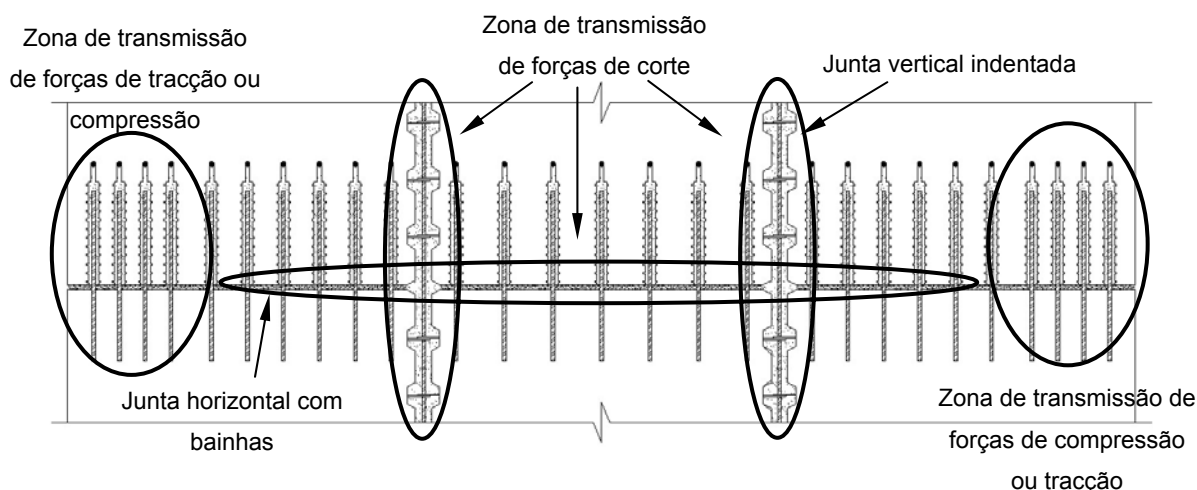


Figura 3.37 – Ligação entre painéis de parede resistente

Se pensarmos no binário de forças que se forma entre as zonas de transmissão de forças de tração e compressão representadas na Figura 3.37 e tendo em conta o momento máximo actuante na secção mais esforçada ($M_3 = 21233 \text{ kN.m}$) é possível calcularem-se as armaduras necessárias nesta zona. Considerando o comprimento de distribuição das armaduras igual à 0,8 m temos uma força de tração máxima de:

$$F_T = \frac{21233}{6,0 - 0,8} = 4083,2 \text{ kN}$$

A esta força de tracção importa reduzir a componente do esforço normal que na zona considerada é de:

$$N = \frac{2838}{2} = 1419 \text{ kN}$$

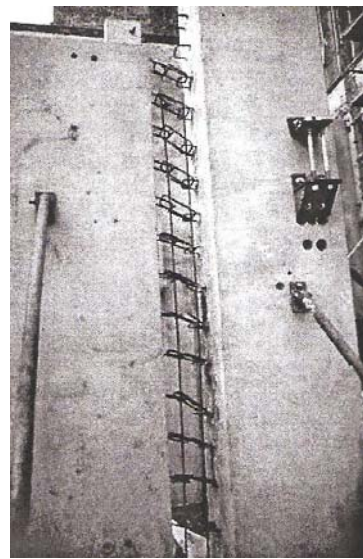
obtém-se deste modo uma quantidade de armadura:

$$A_s = \frac{4083 - 1419}{435 \times 10^3} \times 10^4 = 61,24 \text{ cm}^2$$

Adoptam-se assim 14 ϕ 25 ($A_s = 68,74 \text{ cm}^2$).



A



B

Figura 3.38 – Ligação vertical (A) e horizontal (B) de painéis de parede resistente [19]

No caso da junta vertical a resistência ao corte pode ser calculada através das fórmulas preconizadas pelo EC2, dispostas no ponto 2.4.1. A tensão de corte resistente na junta pode assim ser obtida por:

$$\begin{aligned} V_{Rdi} &= c \times f_{ctd} + \mu \times \sigma_n + \rho \times f_{yd} (\mu \times \sin \alpha + \cos \alpha) \\ &= 0,25 \times \frac{2,5}{1,5} + 0,9 \times 0 + \frac{A_s}{0,25} \times 435 (0,9 \times \sin 90 + \cos 90) = \\ &= 0,42 + A_s \times 1566 \end{aligned}$$

considerando,

$\alpha = 90^\circ$ (armadura perpendicular à junta);

$\mu = 0,9$ (valor preconizado para junta indentada de acordo com o EC2);

$c = 0,25$ (valor preconizado para junta indentada sob acção dinâmica de acordo com o EC2);

$A_i = 0,25 \times 1$ (largura da junta por metro);

sendo a tensão de cálculo na junta de:

$$v_{Edi} = \frac{\beta \times V_{Ed}}{z \times b_i} = \frac{1 \times 2110}{5,2 \times 0,25} \times 10^{-3} = 1,62 \text{ MPa}$$

obtemos deste modo uma quantidade de armadura de:

$$1,62 = 0,42 + A_s \times 1566 \Rightarrow A_s = \frac{1,62 - 0,42}{1566} \times 10^4 = 7,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ao calcularmos a armadura de esforço transversal para este elemento com recurso às fórmulas preconizadas no EC2 [6] e considerando um ângulo θ de 40° obtemos:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{sd}}{z \times \cotg \theta \times f_{ywd}} = \frac{2110}{5,2 \times \cotg 40 \times 435 \times 10^3} \times 10^4 = 7,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adopta-se deste modo uma armadura em forma de laços com dois ramos de $\phi 10 // 0,20$ ($A_s = 2 \times 3,93 = 7,86 \text{ cm}^2/\text{m}$).

No caso da junta horizontal o valor da tensão de corte resistente é de:

$$\begin{aligned} v_{Rdi} &= c \times f_{ctd} + \mu \times \sigma_n + \rho \times f_{yd} (\mu \times \sin \alpha + \cos \alpha) \\ &= 0,225 \times \frac{2,5}{1,5} + 0,7 \times 0 + \frac{A_s}{1,10} \times 435 (0,7 \times \sin 90 + \cos 90) = \\ &= 0,38 + A_s \times 276,8 \end{aligned}$$

considerando,

$\alpha = 90^\circ$ (armadura perpendicular à junta);

$\mu = 0,7$ (valor preconizado para junta rugosa de acordo com o EC2);

$c = 0,225$ (valor preconizado para junta rugosa sob acção dinâmica de acordo com o EC2);

$A_i = 0,25 \times 4,4$ (área da junta horizontal considerando apenas a zona de transmissão do esforço de corte da junta horizontal de acordo com a Figura 3.37);

com a tensão de cálculo na junta de:

$$v_{Edi} = \frac{V_{Ed}}{z \times b_i} = \frac{2110}{5,2 \times 0,25} \times 10^{-3} = 1,62 \text{ MPa}$$

obtemos deste modo uma quantidade de armadura de:

$$1,62 = 0,38 + A_s \times 276,8 \Rightarrow A_s = \frac{1,62 - 0,38}{276,8} \times 10^4 = 44,80 \text{ cm}^2$$

Sendo esta armadura distribuída ao longo da zona central de 4,4m temos:

$$\frac{A_s}{s} = \frac{44,80}{4,4} = 10,18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adopta-se deste modo uma armadura distribuída em cada face de $\phi 12 // 0,20$ ($A_s = 2 \times 5,65 = 11,30 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Apresenta-se no Anexo 2 a pormenorização das armaduras adoptadas para as ligações verticais e horizontais entre os painéis de parede.

3.2.6 Fundações

Tal como já foi referido no ponto 2.3.5, em Portugal a pré-fabricação das fundações é muito pouco utilizada optando-se quase sempre por uma solução tradicional (betonada "*in situ*"). Isto deve-se ao elevado peso das fundações onde o ganho de qualidade e rapidez na produção em fábrica não justificam os custos inerentes ao transporte e manuseamento dos elementos. Por estas razões opta-se por utilizar uma solução betonada "*in situ*" igual à do projecto executado (fundações directas) a qual liga com os elementos pré-fabricados, nomeadamente os pilares, tal ligação já foi apresentada no ponto 3.2.4.4.

4 CONCLUSÕES

4.1 *Apreciações Finais*

Com uma boa articulação entre projectistas, empresas de pré-fabricação e empreiteiros é possível realizar soluções engenhosas e com valor estético, construtivamente económicas e eficientes do ponto de vista estrutural, tirando partido das vantagens da pré-fabricação.

A utilização de soluções pré-fabricadas em conjunto com soluções betonadas *“in situ”* na mesma obra pode ser vantajosa no sentido de se aproveitarem as principais vantagens de ambas as técnicas. Rapidez de execução no caso da pré-fabricação e versatilidade de soluções no caso da construção *“in situ”*.

O recurso a soluções pré-fabricadas possibilita uma maior qualidade e durabilidade nas construções, resultantes das classes de resistência dos betões utilizados no fabrico das peças pré-fabricadas. Ao mesmo tempo, a pré-fabricação permite a garantia da qualidade ao rejeitar as peças defeituosas, sendo que tal não é possível no caso das construções betonadas *“in situ”*.

Devido ao crescente aumento do custo de mão-de-obra, resultante da maior especialização da mesma e da diminuição dos prazos de construção impostos por clientes cada vez mais exigentes, a pré-fabricação terá a tendência de ocupar uma quota de mercado cada vez maior, tal como acontece nos países mais desenvolvidos ao nível europeu.

Uma das principais dificuldades no dimensionamento dos elementos pré-fabricados é a escolha adequada do modelo estrutural, em particular no que diz respeito às ligações. Embora esta dificuldade, aliada à necessidade de uma maior exactidão na elaboração do projecto e pormenorização, possa exigir um maior esforço da parte dos projectistas, este é amplamente recompensado se pensarmos no âmbito geral da obra, onde o trabalho de escritório é apenas uma pequena parte dos custos globais.

No presente trabalho fez-se uma síntese das soluções disponíveis para a implementação da pré-fabricação na construção de edifícios, que se acredite possa vir a ter um forte incremento no nosso país. Apresentaram-se as soluções mais correntes para lajes, vigas e pilares e inclusive a pré-fabricação de paredes resistentes. Das inúmeras soluções possíveis para as ligações foram descritas algumas e referidas as técnicas do seu dimensionamento e pormenorização.

Com base numa parte da estrutura do Hospital do Barlavento Algarvio foi estudada e apresentada a implementação de uma solução com pré-fabricação que assegurasse as mesmas características de resistência e ductilidade que a estrutura base concebida com uma solução *“in situ”*. Constatou-se que seria uma solução viável e certamente traria vantagens em termos de qualidade, tempo de construção e possivelmente economia.

Pode assim, concluir-se que a concepção das estruturas pré-fabricadas deve ser pensada no sentido de se tirar o maior proveito das vantagens existentes nesta técnica, abandonando-se alguns “vícios” existentes na construção tradicional.

4.2 Desenvolvimentos Futuros

Ao nível de desenvolvimentos futuros é importante a continuação deste trabalho em duas vertentes, a experimental e a analítica.

Na vertente experimental, julga-se interessante desenvolver trabalhos experimentais que envolvam a elaboração de protótipos de ligações de forma a se ter modelos e recomendações de dimensionamento mais credíveis. Se houvesse condições para um projecto global de investigação seria certamente interessante o ensaio de um edifício totalmente pré-fabricado, a uma escala adequada, de modo a avaliar o comportamento conjunto das diferentes partes pré-fabricadas, quando submetida a acções horizontais.

No que diz respeito à vertente analítica é importante desenvolver metodologias de cálculo simples que possibilitem o dimensionamento das estruturas pré-fabricadas de forma expedita e segura, tendo em atenção as vantagens e limitações desta técnica construtiva.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Proença, J., “Comportamento Sísmico de Estruturas Pré-fabricadas – Desenvolvimento de um Sistema Reticulado Contínuo”, IST, Lisboa, 1996.
- [2] “Regulamento de Segurança Contra Incêndio”, Porto Editora.
- [3] PCI Industry Handbook Committee, “PCI Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete institute”, Sixth Edition, 2004.
- [4] Santos, S., “Comportamento de Ligações de Estruturas Pré-fabricadas de Betão”. Tese apresentada ao concurso para especialista do LNEC, Lisboa, Junho 1984.
- [5] Silva, A., “Ligações entre Elementos Pré-Fabricados de Betão” Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia de Estruturas, Abril 1998.
- [6] CEN, Comité Européen de Normalisation, “Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios”, EN 1992-1-1, Abril 2004.
- [7] CEN, Comité Européen de Normalisation, “Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings”, EN 1998-1, Dezembro 2004.
- [8] CEN, Comité Européen de Normalisation “Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1.1: General Structural Rules” EN 1993-1-1, Maio, 2005.
- [9] CEB-FIP, “CEB-FIP Model Code 1990”, Thomas Thelford, Londres, 1993.
- [10] ACI-ASCE Committee 550, “Design Recommendations for Precast Concrete Structures”, ACI 550R-93, Detroit, 1993.
- [11] “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado”, Porto Editora.
- [12] “Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes”, Porto Editora.
- [13] “Regulamento Geral das Edificações Urbanas”, Porto Editora.
- [14] Proença, J., “Comportamento Sísmico de Estruturas Pré-Fabricadas – Implicações do Eurocódigo 8”, Construção em Betão Pré-Fabricado – um desafio para o futuro, Seminário OE, 10 de Fevereiro de 2006.
- [15] Camara, J., “A Flexão e o Corte no Eurocódigo 2”, Construção em Betão Pré-Fabricado – um desafio para o futuro, Seminário OE, 10 de Fevereiro de 2006.
- [16] Lúcio, V., “O Método das Escoras e Tirantes EN1992-1-1 – Aplicação em Estruturas Pré-Fabricadas”, Construção em Betão Pré-Fabricado – um desafio para o futuro, Seminário OE, 10 de Fevereiro de 2006.
- [17] Appleton, J., “Construções Pré-Fabricadas em Zonas Sísmicas”, 3as Jornadas de Estruturas de Betão, Porto, 11 de Novembro de 1999.
- [18] Lúcio, V. “Soluções de Pisos com Lajes Alveolares”, Seminário Especializado sobre Estruturas Pré-Fabricadas de Betão, FUNDEC, Novembro, 2006.
- [19] Elliot, K., “Dimensionamento e Construção de Estruturas Pré-Fabricadas de Betão”, Seminário Especializado sobre Estruturas Pré-Fabricadas de Betão, FUNDEC, Novembro, 2006.
- [20] Menegotto, M., “Precast Floors Under Seismic Action”, The Second International Symposium on Prefabrication, Helsinki, Finland, Maio, 2000.

- [21] Cavaco, E., “Juntas de Construção em Elementos Pré-fabricados”, Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia de Estruturas, UTL-IST, Abril, 2003.
- [22] Reis, P., “Ligação Contínua Viga – Pilar em Estruturas Pré-Moldadas de Betão” Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia de Estruturas, IST, Lisboa, Dezembro 2000.
- [23] PCI, “Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete”, Precast and Prestressed Institute, Chicago, 1988.
- [24] Gomes, A.; Vinagre, J. “Betão Armado e Pré-Esforçado - Tabelas de Cálculo – Volume III” Folhas de apoio à cadeira de BAPE I, IST, Lisboa, 1997.
- [25] Díaz, J., “Ficha de Características Técnicas del Forjado de Placas Pretensadas Tipo: Minos-22”, Ministerio de Fomento, Autorización de Uso adaptada a R.D. 642/2002: nº 6253-03, 24 Setembro 2003.
- [26] Engström, B. et al. “Structural connections for precast concrete buildings” FIB: Commission C6: Prefabrication TG6.2: Connections, Draft, Junho 2005.
- [27] Vambersky, J., Walraven, J., Straman, J. “Designing and Understanding Precast Concrete Structures in Buildings”, Delft University of Technology, Division of Concrete Structures, Delft 2000.
- [28] Eriksson, A., Kärrholm, G., Petersson, H. “Ductile Shear Key Joints in Large Panel Structures”, RILEM-CEB-CIB Symposium on mechanical and insulating properties of joints of precast reinforced concrete elements, Proceedings, Nat. Techn. Niv. Of Athens, 1978.
- [29] Tassios, T., Tsoukantas, S., “Serviceability and Ultimate Limit-States of Large Panel Connections Under Static and Dynamic Loading” RILEM-CEB-CIB Symposium on mechanical and insulating properties of joints of precast reinforced concrete elements, Proceedings, Nat. Techn. Niv. Of Athens, 1978.
- [30] Reguengo, R., Lúcio, V., Chastre, C. “Ligação Pilar – Fundação com Armaduras Salientes do Pilar, em Estruturas Pré-Fabricadas”, 2º Congresso Nacional da Pré-Fabricação em Betão, ANIPB, Lisboa, Março 2008.
- [31] Ebeling, E., El Debs, M., Lúcio, V. “Estudo sobre o Punçoamento em Ligações Pilar – Fundação por meio de Cálice em Estruturas de Betão Pré-fabricado”, 2º Congresso Nacional de Pré-Fabricação em Betão, ANIPB, Lisboa, Março 2008.
- [32] Santos, P., Júlio, E., “Caracterização da Interface Betão – Betão Utilizando um Rugosímetro Laser”, 2º Congresso Nacional de Pré-Fabricação em Betão, ANIPB, Lisboa, Março 2008.
- [33] Wolf, H., Klate, K., Viana, G., Marques, T., “Ligação de Paredes Pré-Fabricadas à Estrutura – Estruturas Compactas em Construções Pré-Fabricadas”, 2º Congresso Nacional de Pré-Fabricação em Betão, ANIPB, Lisboa, Março 2008.

ANEXOS

Anexo 1 – Propriedades da Laje Minos

Quadro – Armadura da pré-laje minos (adaptado de [25])

		Minos-22-a	Minos-22-b	Minos-22-c	Minos-22-d	Minos-22-e	Minos-22-f
Situação das armaduras	F4	4Φ4	4Φ4	4Φ4	4Φ4	4Φ4	4Φ4
	F3	4Φ7	4Φ4	4Φ4	4Φ7
	F2	8Φ4	4Φ7+4Φ4	8Φ7	8Φ7	8Φ7
	F1	8Φ4	8Φ4	8Φ4	8Φ4	8Φ4	8Φ4
Tensão Inicial [MPa]	sup.	800	800	800	800	800	800
	inf.	1200	1200	1200	1200	1200	1200
Perdas totais a tempo infinito [%]		16	16	22,4	22,4	22,4	22,4
Posição inferior		2, 4, 5a, 5b, 6, 8	1, 2, 3, 4, 5a, 5b, 6, 7, 8, 9	1, 3, 4, 5a, 5b, 6, 7, 9	1, 3, 4, 5a, 5b, 6, 7, 9	1, 2, 3, 4, 5a, 5b, 6, 7, 8, 9	1, 2, 3, 4, 5a, 5b, 6, 7, 8, 9
Posição superior		1, 2	1, 2	1, 2	1, 2	1, 2	1, 2

1. - PLACA

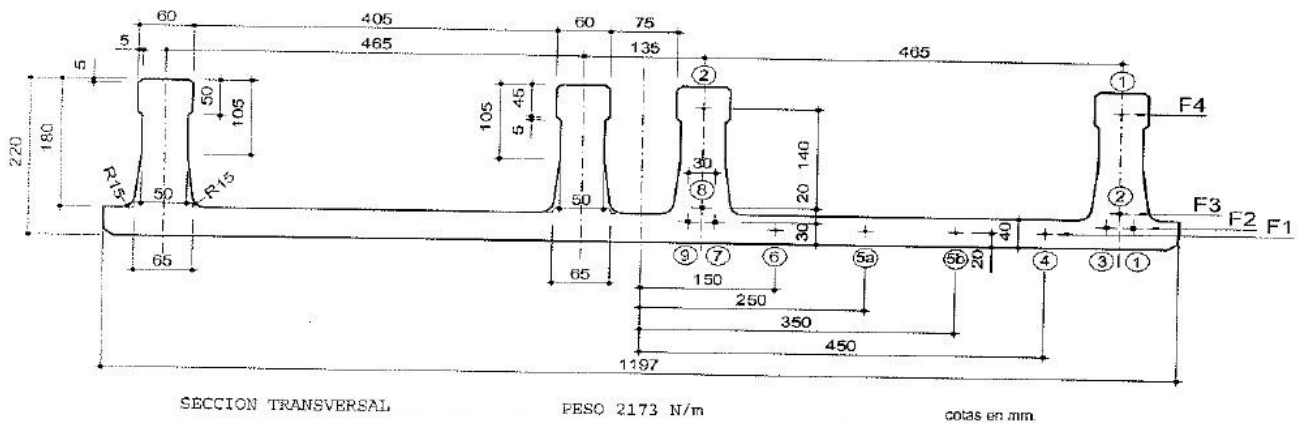


Figura – Disposição da armadura de pré-esforço na pré-laje minos ([25])

Quadro – Peso e espessuras das lajes minos (adaptado de [25])

Altura da laje minos + camada de compressão [cm]	Peso total [kN/m ²]
22+4	3,39
22+5	3,64
26+4	3,72
26+5	3,97
30+4	4,04
30+5	4,29
35+4	4,45
35+5	4,70

Anexo 2 – Propriedades da Parede Resistente

