

SISTEMAS ESTRUTURAIS DO TIPO PAREDE EM EDIFÍCIOS PRÉ-FABRICADOS DE BETÃO

PEDRO SARMENTO FREITAS GUTERRES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Mário Jorge de Seixas Pimentel

JULHO DE 2026

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2025/2026

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E GEORRECURSOS

Tel. +351-22-508 1901



m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2025/2026 - Departamento de Engenharia Civil e Georrecursos, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2026*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais

“Talk less. Do more. Fear less. Achieve more.”

Matshona Dhliwayo

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar o meu sincero agradecimento ao meu orientador, Professor Doutor Mário Jorge de Seixas Pimentel, pela disponibilidade, paciência e dedicação demonstradas ao longo da realização desta dissertação. A sua orientação foi fundamental para o desenvolvimento deste trabalho e para o meu crescimento académico e profissional.

Ao meu coorientador, Engenheiro Pedro Oliveira, agradeço os conhecimentos transmitidos, o apoio prestado e a disponibilidade demonstrada ao longo deste percurso. Um agradecimento especial ao Engenheiro Luís Correia, pela orientação durante o estágio de verão e pela ajuda prestada no desenvolvimento desta dissertação; ao Engenheiro João Sousa, pelo espírito crítico e pelas valiosas discussões técnicas; à Engenheira Celeste Almeida e ao Engenheiro Ricardo Correia, pelos conhecimentos partilhados; e ao Arquiteto Carlos Marrero, pelo apoio na elaboração dos desenhos.

Ao Professor Doutor Hipólito Sousa, agradeço a oportunidade de realizar esta dissertação em ambiente empresarial, proporcionando as condições necessárias para a concretização deste trabalho.

Agradeço também a todos os professores da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto que contribuíram para a minha formação académica.

Aos meus pais, Honório Guterres e Florinda da Silva, expresso a minha mais profunda gratidão por todo o apoio, educação, valores e confiança que sempre depositaram em mim ao longo da minha vida. Aos meus irmãos, Ivonia (in memoriam), Bernardette, Hélio, Hugo, Gaspar, Sandra e Fabio, agradeço o incentivo, a motivação e o apoio constantes ao longo desta jornada académica.

À minha namorada, Mireille Sam, deixo um agradecimento muito especial pelo apoio incondicional, compreensão e encorajamento demonstrados nos momentos mais exigentes deste percurso.

Por fim, gostaria de agradecer a todos os meus amigos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, em particular ao Edgar Aurélio, à Daniela Silva, ao João Rodrigues, ao Admiro Paixão, ao José Neto, ao Diogo Almeida, à Mafalda Morais e ao João Pinto, pela amizade, companheirismo e apoio demonstrados ao longo destes anos.

A todos, o meu mais sincero obrigado.

RESUMO

A pré-fabricação em betão tem assumido uma importância crescente no setor da construção devido às suas vantagens ao nível da industrialização dos processos construtivos, da redução dos prazos de execução e da melhoria do controlo de qualidade. Neste contexto, os sistemas estruturais do tipo parede constituem uma solução particularmente adequada para edifícios de habitação, permitindo combinar eficiência estrutural e rapidez de construção.

A presente dissertação tem como objetivo estudar a aplicação de sistemas estruturais do tipo parede em edifícios pré-fabricados de betão, com especial enfoque nas soluções de parede dupla e painel sandwich. Paralelamente, foi desenvolvida uma solução de pré-laje aligeirada com recurso a poliestireno expandido (EPS), incluindo os respetivos critérios de dimensionamento e verificação.

Numa primeira fase, foi realizada uma revisão bibliográfica sobre os principais sistemas pré-fabricados em betão, os seus elementos constituintes e as soluções de ligação mais utilizadas. Posteriormente, os conceitos estudados foram aplicados a um caso de estudo correspondente a um edifício de habitação multifamiliar, modelado no software Robot Structural Analysis. Foram consideradas as ações regulamentares definidas pelos Eurocódigos, incluindo a ação sísmica, e analisadas diferentes hipóteses de ligação entre os elementos pré-fabricados.

Os resultados obtidos demonstraram que os sistemas estruturais estudados apresentam um comportamento adequado face às ações consideradas, cumprindo os requisitos regulamentares de resistência, rigidez e limitação de danos. Verificou-se ainda que as condições de ligação exercem uma influência significativa na resposta global da estrutura. O dimensionamento dos elementos estruturais e das respetivas ligações confirmou a viabilidade técnica da utilização de sistemas pré-fabricados baseados em paredes resistentes em edifícios localizados em zonas sísmicas.

PALAVRAS-CHAVE: Pré-fabricação em betão, Paredes estruturais, Parede dupla, Painel sandwich, Análise sísmica.

ABSTRACT

Precast concrete construction has become increasingly important in the construction industry due to its advantages in terms of industrialized processes, reduced construction time, and improved quality control. In this context, wall-type structural systems represent an efficient solution for residential buildings, combining structural performance with rapid construction.

The main objective of this dissertation is to study the application of wall-type structural systems in precast concrete buildings, with particular emphasis on double walls and sandwich panels. In parallel, a lightweight semi-precast slab solution incorporating expanded polystyrene (EPS) was developed, including its design methodology and verification procedures.

Firstly, a literature review was carried out on the main precast concrete systems, their structural components, and the most common connection solutions. Subsequently, the developed concepts were applied to a case study consisting of a multi-family residential building modelled in Robot Structural Analysis software. The design actions defined by the Eurocodes, including seismic actions, were considered, and different connection assumptions between precast elements were analysed.

The results demonstrated that the proposed structural systems provide adequate performance under the considered actions, fulfilling the regulatory requirements regarding strength, stiffness, and damage limitation. The study also highlighted the significant influence of connection conditions on the global structural response. The design of the structural elements and their connections confirmed the technical feasibility of wall-based precast systems for residential buildings located in seismic regions.

KEYWORDS: Precast concrete, Structural walls, Double wall, Sandwich panel, Seismic analysis.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	II
RESUMO	III
ABSTRACT	IV
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 ENQUADRAMENTO E MOTIVAÇÃO.....	1
1.2 OBJETIVOS E METODOLOGIA.....	2
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3
2 ESTADO DA ARTE.....	5
2.1 BREVE CRONOLOGIA DA PRÉ-FABRICAÇÃO DE EDIFÍCIOS NA EUROPA E EM PORTUGAL	5
2.2 SISTEMAS ESTRUTURAIS	6
2.2.1 Sistema Estrutural Porticado	7
2.2.2 Sistemas De Paredes	7
2.2.3 Sistema De Células.....	8
2.3 ELEMENTOS ESTRUTURAIS	9
2.3.1 Pilares	9
2.3.2 Vigas	10
2.3.3 Lajes.....	11
2.3.3.1 Lajes alveolares	12
2.3.3.2 Laje do tipo TT ou π	13
2.3.3.3 Pré-lajes.....	14
2.3.3.4 Lajes aligeiradas de vigotas.....	15
2.3.4 Paredes / Painéis Estruturais	16
2.3.5 Fundações	17
2.4 LIGAÇÕES ESTRUTURAIS	18
2.4.1 Ligações Pilar-Fundação.....	20

2.4.2 Ligações Pilar-Pilar	21
2.4.3 Ligações Viga-Pilar	21
2.4.4 Ligações Viga-Viga	24
2.4.5 Ligações Laje-Viga	25
2.4.6 Ligações Laje-Laje	26
2.4.7 Ligações Parede-Parede	27
2.4.8 Ligações Laje-Parede	28
2.4.9 Ligações Parede-Fundação	29
3 PAINEL DA LAJE – PRÉ-LAJE	30
3.1 PRÉ-LAJE	30
3.2 TIPOS DE PRÉ-LAJE.....	31
3.2.1 Pré-laje maciça	31
3.2.2 Pré-laje aligeirada	32
3.3 VERIFICAÇÕES DAS PRÉ-LAJES	32
3.3.1 Fase Definitiva	32
3.3.2 Fase Construtiva	43
3.3.3 Exemplos de aplicação	49
4 PAINÉIS DE PAREDE DUPLA E PAINÉIS SANDWICH ..	56
4.1 INTRODUÇÃO.....	56
4.2 PAINÉIS DE PAREDE DUPLA.....	57
4.2.1 Constituição do sistema.....	57
4.2.2 Processo construtivo	58
4.2.3 Comportamento estrutural	60
4.2.4 Vantagens e limitações.....	63
4.2.5 Ligações entre painéis.....	65
4.2.5.1 Ligações verticais	65
4.2.5.2 Ligações horizontais	66
4.2.5.3 Ligação da Parede Dupla à Fundação	66
4.3 PAINÉIS SANDWICH.....	67
4.3.1 Constituição do painel sandwich	67

4.3.2 Comportamento estrutural.....	68
4.3.3 Vantagens e limitações	69
4.3.4 Ligações entre painéis	70
4.3.4.1 Ligações verticais.....	70
4.3.4.2 Ligações horizontais	71
4.3.4.3 Ligação do painel sandwich à fundação	72
5 CASO DE ESTUDO: EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR	74
5.1 DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO E CONDICIONANTE.....	74
5.2 MATERIAIS UTILIZADOS	80
5.3 AÇÕES E COMBINAÇÕES CONSIDERADAS	80
5.3.1 Ações Verticais	80
5.3.2 Ações Horizontais	81
5.3.2.1 Ação do vento	81
5.3.2.2 Ação Sísmica	87
5.3.3 Combinações de ações.....	94
5.4 ANÁLISE ESTRUTURAL	96
5.4.1 Modelação estrutural.....	96
5.4.2 Sistema estrutural e análises efetuadas.....	98
5.4.2.1 Análise modal.....	99
5.4.2.2 Análise sísmica	101
5.4.2.3 Esforços de cálculo	108
5.5 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	113
5.5.1 Dimensionamento da pré-laje	114
5.5.2 Dimensionamento das paredes.....	117
5.5.2.1 Parede dupla e ligação vertical	117
5.5.2.2 Painel sandwich e ligação vertical.....	120
5.6 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	124
6 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS....	127
6.1 CONCLUSÕES	127

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 129

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Sistema estrutural porticado [3]	7
Figura 2.2 - Sistema de paredes num piso tipo de edifício habitacional [4]	8
Figura 2.3 - Sistema de células [3]	9
Figura 2.4 – Pilar Pré-fabricado [5]	10
Figura 2.5 - Secções transversais típicas de vigas [6]	11
Figura 2.6 - Vigas de cobertura Pré-fabricadas [5]	11
Figura 2.7 - Lajes alveolares pré-esforçadas [4]	13
Figura 2.8 - Lajes alveolares em betão armado [4]	13
Figura 2.9 - Lajes do tipo TT [4]	14
Figura 2.10 - Pré-lajes [4]	14
Figura 2.11 - Execução de Pré-lajes [4]	15
Figura 2.12 - Secções transversais das vigotas e blocos de aligeiramento [6]	16
Figura 2.13 - Lajes aligeiradas [7]	16
Figura 2.14 - Parede maciça [4]	17
Figura 2.15 - Paredes duplas [8]	17
Figura 2.16 - Painéis sandwich [9]	17
Figura 2.17 - Sapata em cálice pré-fabricada [5]	18
Figura 2.18 - Estacas quadradas pré-fabricadas [10]	18
Figura 2.19 - Tipos de ligações quanto à capacidade de transmissão de forças [11]	19
Figura 2.20 - Ligações com cavidade/cálice [12]	20
Figura 2.21 - Ligação aparafusada [12]	20
Figura 2.22 - Ligação com selagem de armaduras [12]	20
Figura 2.23 - Ligações aparafusadas [12]	21
Figura 2.24 - Ligações com bainhas injetadas [12]	21
Figura 2.25 - Tipos de ligações de viga-pilar [3]	22
Figura 2.26 - Ligação de viga descontínuo na zona superior do pilar descontínuo [3]	22
Figura 2.27 - Ligação de viga contínua passando na parte superior do pilar descontínuo [3]	23
Figura 2.28 - Ligação de pilar contínuo com cachorro e quadril [3]	23
Figura 2.29 - Ligação de pilar contínuo com apoios ocultos [3]	24
Figura 2.30 - Ligação de viga principal-viga principal [6]	24
Figura 2.31 - Ligação de viga principal-viga secundária [5]	25
Figura 2.32 - Ligações de laje alveolar à viga [3]	25
Figura 2.33 - Ligações laje-laje na direção longitudinal [6]	26
Figura 2.34 - Ligações laje-laje sobre a viga [6]	26
Figura 2.35 - Ligações parede-parede na direção vertical [6]	27
Figura 2.36 - Ligações parede-parede na direção horizontal [6]	28

Figura 2.37 - Ligações de laje-parede [6]	28
Figura 2.38 - Ligações parede-fundação [6].....	29
Figura 3.1 - Pré-laje [11]	31
Figura 3.2 – Secção transversal da pré-laje maciça	31
Figura 3.3 – Secção transversal da pré-laje aligeirada	32
Figura 3.4 - Método de ACI para vãos extremos [14]	33
Figura 3.5 - Método de ACI para vãos internos [14]	34
Figura 3.6 - Ângulo β , vista transversalmente	38
Figura 3.7 - Ângulo θ , vista longitudinalmente	38
Figura 3.8 - Secção efetiva de betão tracionada da laje [13]	41
Figura 3.9 - b_o e b_w [15].....	42
Figura 3.10 - Rigidez das barras diagonais (direção vertical)	47
Figura 3.11 - Rigidez das barras diagonais (direção horizontal).....	47
Figura 3.12 - Deformação na fase construtiva de um vão em Robot.....	48
Figura 3.13 - Esquema estrutural na fase provisória	50
Figura 3.14 - Solução da pré-laje maciça simplesmente apoiada	50
Figura 3.15 - Solução da pré-laje maciça de vão extremo.....	51
Figura 3.16 - Solução da pré-laje maciça de vão interno.....	52
Figura 3.17 - Esquema estrutural na fase provisória	53
Figura 3.18 - Pré-laje aligeirada simplesmente apoiada	53
Figura 3.19 - Solução da pré-laje aligeirada de vão extremo.....	54
Figura 3.20 - Solução da pré-laje aligeirada de vão interno.....	55
Figura 4.1 - Parede dupla [17]	58
Figura 4.2 - Produção de paredes duplas e pré-lajes [17]	58
Figura 4.3 - Rotação da camada já curada para a execução da segunda camada [17]	59
Figura 4.4 - Parede dupla montada em caixa metálica de transporte [17]	59
Figura 4.5 – Paredes duplas transportadas verticalmente [17].....	59
Figura 4.6 - Montagem de parede dupla no piso térreo com escoramento lateral [18]	60
Figura 4.7 - Secções transversais da parede moldada <i>in-situ</i> e parede dupla [19].....	61
Figura 4.8 - Ensaio de carga para a parede dupla [19].....	62
Figura 4.9 - Curva histerética [19]	62
Figura 4.10 - Envolventes das curvas histeréticas [19].....	63
Figura 4.11 - Ligações verticais de parede dupla [17]	65
Figura 4.12 - Ligação horizontal da parede dupla e da pré-laje.....	66
Figura 4.13 - Ligação da parede dupla à fundação.....	67
Figura 4.14 - Painel Sandwich.....	68
Figura 4.15 - Comportamento não compósito e compósito do painel sandwich [21]	69
Figura 4.16 - Ligações verticais do painel sandwich [21].....	71
Figura 4.17 - Ligação horizontal do painel sandwich e da pré-laje	72

Figura 4.18 - Ligação do painel sandwich à fundação.....	73
Figura 5.1 - Vista 3D do edifício no Software de cálculo	75
Figura 5.2 - Planta estrutural do Piso 0.....	76
Figura 5.3 - Planta estrutural do piso corrente (Piso 1 – 8)	77
Figura 5.4 - Tipos de painéis sandwich.....	78
Figura 5.5 - Tipos de parede dupla	79
Figura 5.6 - Zonas em paredes verticais [23].....	84
Figura 5.7 - Altura de referência z_e em função de h e b , o correspondente perfil de pressão dinâmica [23].....	85
Figura 5.8 - a) ligação localizada das zonas críticas; b) ligação sobredimensionada com rótulas plásticas deslocadas para fora da ligação; c) ligações dúcteis ao esforço transversal em grandes painéis localizadas dentro das zonas críticas (por exemplo, no piso térreo); d) ligações dúcteis de continuidade localizadas dentro das zonas críticas de pórticos [24].....	91
Figura 5.9 - Espectro de cálculo.....	93
Figura 5.10 – Modelo 3D com elementos finitos de 60x60 cm ²	96
Figura 5.11 - Modelação de pré-laje no Robot Structural Analysis.....	97
Figura 5.12 - Pré-laje com funcionamento de uma direção	97
Figura 5.13 - Frequência do edifício nos 3 primeiros modos para as 3 soluções	100
Figura 5.14 - 1º modo (translação em Y) (vista em alçado Z-Y).....	100
Figura 5.15 - 2º modo (torção) (vista em planta X-Y)	101
Figura 5.16 – 3º modo (translação em X) (vista em alçado Z-X).....	101
Figura 5.17 - Forças de corte global na direção X.....	102
Figura 5.18 - Forças de corte global na direção Y	102
Figura 5.19 - Forças de corte da parede dupla do alinhamento 2 (direção X)	103
Figura 5.20 - Forças de corte da parede dupla do alinhamento A (direção Y).....	103
Figura 5.21 - Deslocamento na direção X.....	105
Figura 5.22 - Deslocamentos na direção Y	105
Figura 5.23 – Coeficiente θ na direção X.....	106
Figura 5.24 - Coeficiente θ na direção Y.....	106
Figura 5.25 - Controlo de “drift” para a direção X	107
Figura 5.26 - Controlo de “drift” para a direção Y	108
Figura 5.27 - Diagrama de momentos da laje.....	109
Figura 5.28 - Diagrama de esforço transversal da laje	109
Figura 5.29 - Diagrama de momento fletor	110
Figura 5.31 - Diagrama do esforço transversal.....	110
Figura 5.30 - Diagrama do esforço axial	110
Figura 5.32 - Esforços da zona tracionada de armadura vertical na extremidade do painel	112
Figura 5.33 - Esforços da zona tracionada de armadura vertical na zona junto à abertura	112
Figura 5.34 - Esforços da zona tracionada de armadura horizontal na zona superior da abertura ...	112

Figura 5.35 – Esforços de tração nas juntas verticais do painel sandwich.....	113
Figura 5.36 – Esforço rasante nas juntas verticais do painel sandwich.....	113
Figura 5.37 - Corte longitudinal da pré-laje aligeirada	115
Figura 5.38 - Corte A-A da pré-laje aligeirada.....	115
Figura 5.39 - Corte B-B da pré-laje aligeirada.....	116
Figura 5.41 - Parede dupla analisada: painéis entre o piso 0 e o piso 1	118
Figura 5.42 - Solução da corte B-B da parede dupla	118
Figura 5.43 - Solução da corte C-C da parede dupla.....	119
Figura 5.44 - Solução da corte A-A da parede dupla	120
Figura 5.45 - Painel sandwich analisado: painéis entre o piso 0 e o piso 1	121
Figura 5.46 – Solução da Corte A – A do painel sandwich	121
Figura 5.47 – Solução da Corte B – B do painel sandwich	121
Figura 5.48 - Tabela da resistência à tração do conector [26]	122
Figura 5.49 - Tabela da resistência ao esforço de transverso [26]	123
Figura 5.50 – Solução da corte C-C do painel sandwich	124

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Secções de pilares mais utilizadas [4]	10
Tabela 3.1 - Valores de c e μ dependente da rugosidade	38
Tabela 3.2 – Valores de K dependendo do sistema estrutural [13]	43
Tabela 3.3 - Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal [16]	46
Tabela 3.4 - Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura [16]	46
Tabela 3.5 - Vãos, materiais e cargas considerados	49
Tabela 3.6 - Solução da pré-laje simplesmente apoiada	50
Tabela 3.7 - Solução da pré-laje de vão extremo	51
Tabela 3.8 - Solução da pré-laje de vão interno	52
Tabela 3.9 – Solução aligeirada simplesmente apoiada.....	53
Tabela 3.10 - Solução aligeirada de vão extremo.....	54
Tabela 3.11 - Solução aligeirada de vão interno.....	55
Tabela 5.1 - Materiais utilizados para elementos estruturais.....	80
Tabela 5.2 - Ações verticais consideradas	81
Tabela 5.3 - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifício de planta retangular [23].....	85
Tabela 5.4 - Forças exercidas pelo vento na direção X.....	86
Tabela 5.5 - Forças exercidas pelo vento na direção Y	87
Tabela 5.6 - Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura [24]	88
Tabela 5.7 - Valores do coeficiente α_u/α_1 [24]	89
Tabela 5.8 - Coeficiente do comportamento nas duas direções (X e Y)	91
Tabela 5.9 - Parâmetros necessários para a ação sísmica	92
Tabela 5.10 - Parâmetros necessários para o espectro de resposta	93
Tabela 5.11 - Combinações de ações consideradas	95
Tabela 5.12 - Modos de vibração para as 3 soluções	99
Tabela 5.13 - Percentagem de corte basal da parede dupla do alinhamento 2 (direção X)	104
Tabela 5.14 - Percentagem de corte basal da parede dupla do alinhamento A (direção Y).....	104
Tabela 5.15 - Solução da pré-laje aligeirada	114

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

A	$[m^2]$	Área da secção transversal
A_c	$[m^2]$	Área de betão
$A_{c,eff}$	$[cm^2]$	área secção efetiva de betão tracionada
A_s	$[cm^2]$	Área de armadura
A_{sI}	$[cm^2]$	Área de armadura de tração
$A_{s,min}$	$[cm^2]$	Área da armadura mínima
b	$[m]$	Largura da secção resistente
b_i	$[m]$	Largura da junta
b_t	$[m]$	Largura média da zona tracionada
b_w	$[m]$	Menor largura da secção transversal na área tracionada
c	$[mm]$	Recobrimento nominal das armaduras longitudinais
d	$[m]$	Altura útil da secção
E_{cm}	$[kPa]$	Módulo de elasticidade do betão
Ed	-	Valor de cálculo do efeito das ações
EI	$[kN \cdot m^2]$	Rigidez à flexão da armadura superior da treliça
f_{ck}	$[kPa]$	Resistência característica à compressão do betão
f_{cd}	$[kPa]$	Resistência de cálculo à compressão do betão
$f_{ctk, 0.05}$	$[MPa]$	Valor característico da força de tração do betão
f_{ctm}	$[kPa]$	Valor médio da tensão de rotura de betão à tração simples
f_{yk}	$[kPa]$	Tensão característica de cedência do aço
f_{yd}	$[kPa]$	Tensão de cálculo de cedência do aço
G_k	$[kN]$	Ação permanente característica
H	$[m]$	Altura total do edifício
h	$[m]$	Altura da secção
I	$[m^4]$	Momento de inércia
k	$[kN/m]$	Rigidez das barras diagonais das treliças, verticalmente e horizontalmente
K	-	Coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais

L	[m]	Comprimento
l/d	-	Valor da relação vão/altura
$l/d,lim$	-	Valor limite da relação vão/altura
l_o	[mm]	Comprimento de sobreposição
Med	[kN.m]	Momento fletor de cálculo
Mrd	[kN.m]	Momento fletor resistente
Ned	[kN]	Esforço axial de cálculo
Nrd	[kN]	Resistência de cálculo à tração
Nbh, rd	[kN/m]	Resistência à encurvadura do elemento comprimido devido à rigidez horizontal das treliças
Nbv, rd	[kN/m]	Resistência à encurvadura do elemento comprimido devido à rigidez vertical das treliças
Nc,rd	[kN]	Força de compressão resistente da armadura superior
Ncr	[kN]	Valor crítico do esforço normal associado ao modo da encurvadura elástica relevante
Nt,rd	[kN]	Força de tração resistente do betão da pré-laje (sem a contribuição da armadura)
q	-	Coefficiente de comportamento sísmico
q_0	-	Valor básico do coeficiente de comportamento
qp	-	Coefficiente de comportamento para estruturas pré-fabricadas
Q_k	[kN]	Ação variável característica
$S_d(T)$	[m/s ²]	Espectro de resposta de cálculo
$s_{r,max}$	[mm]	Distância máxima entre fendas
T	[s]	Período de vibração
V_{ed}	[kN]	Esforço transversal de cálculo
V_{rd}	[kN]	Resistência de cálculo ao esforço transversal
$V_{rd,c}$	[kN]	Valor de cálculo do esforço transversal resistente do betão sem armadura de esforço transversal
$V_{rd,s}$	[kN]	Valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura do esforço transversal na tensão de cedência
ν_{Edi}	[kPa]	Valor de cálculo da tensão tangencial
ν_{Rdi}	[kPa]	Valor de cálculo da tensão tangencial resistente

v_b	[m/s]	Velocidade de referência do vento
$v_{b,0}$	[m/s]	Velocidade básica de referência do vento
$q_p(z)$	[kN/m ²]	Pressão dinâmica de pico do vento
w_k	[mm]	Largura de fendas
$w_{k,lim}$	[mm]	Valor recomendado de largura de fendas
z	[m]	Braço binário da secção composta
z	[m]	Altura acima do terreno
z_0	[m]	Comprimento de rugosidade do terreno
θ	[%]	Coeficiente de sensibilidade aos efeitos de 2. ^a ordem
γ_G	-	Coeficiente parcial para ações permanentes
γ_Q	-	Coeficiente parcial para ações variáveis
λ	-	Esbelteza
ξ	[%]	Fator de amortecimento
ψ	-	Coeficiente de combinação das ações
dr	[mm]	Deslocamento relativo entre pisos
ds	[mm]	Deslocamento sísmico de cálculo
de	[mm]	Deslocamento elástico
α_u/α_1	-	Fator de sobrerresistência
k_w	-	Fator associado ao modo de rotura das paredes
μ	-	Valor reduzido momento do momento fletor
ω	-	Porcentagem da armadura mecânica
ρ	-	Taxa de armadura
ρ_l	-	Taxa de armadura de tração
ρ_0	-	Valor da taxa de armadura de referência
β	-	Relação entre o esforço longitudinal na secção de betão novo e o esforço longitudinal total na zona de compressão ou na zona de tração
c e μ	-	Coeficientes que dependem da rugosidade da junta
σ_n	-	Tensão devida ao esforço normal
α	[graus]	Ângulo real da treliça metálica

ν	-	Coeficiente de redução da resistência
ε_{sm}	-	Extensão média da armadura para a combinação de ações considerada
ε_{cm}	-	Extensão média no betão entre fendas
$\varnothing$	[mm]	Diâmetro dos varões
σ_c	[MPa]	Tensão de compressão
σ_s	[MPa]	Tensão de tração
χ	-	Coeficiente de redução para o modo de encurvadura
δ	[mm]	Deformação

ACI American concrete institute

DCL Classe de Ductilidade Baixa (Ductility Class Low)

DCM Classe de Ductilidade Média (Ductility Class Medium)

DCH Classe de Ductilidade Alta (Ductility Class High)

EC0 Eurocódigo 0 – Bases para o Projeto de Estruturas

EC1 Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas

EC2 Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão

EC3 Eurocódigo 3 – Projeto de Estruturas de Aço

EC8 Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos

ELU Estado Limite Último

ELS Estado Limite de Serviço

EPS Poliestireno Expandido

E1x Sismo tipo 1 na direção X

E1y Sismo tipo 1 na direção Y

FEM Método dos Elementos Finitos (Finite Element Method)

Sob Sobrecarga

W_x Vento na direção X

W_y Vento na direção Y

In – situ Executada em obra

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO E MOTIVAÇÃO

A indústria da construção tem vindo a enfrentar desafios cada vez mais exigentes relacionados com a produtividade, a sustentabilidade, a escassez de mão de obra qualificada e a necessidade de reduzir os prazos de execução das obras. Neste contexto, a pré-fabricação em betão surge como uma alternativa capaz de responder a estas exigências, permitindo uma maior industrialização dos processos construtivos, um melhor controlo da qualidade dos elementos produzidos e uma redução significativa dos tempos de construção.

Nas últimas décadas, os sistemas pré-fabricados em betão têm registado uma evolução significativa, deixando de estar associados exclusivamente a edifícios industriais ou a construções de carácter repetitivo. Atualmente, a melhoria dos processos de fabrico, dos sistemas de ligação e dos métodos de cálculo estrutural tem permitido a sua aplicação em edifícios de habitação, escritórios, hotéis e outras tipologias de utilização corrente.

Entre os diversos sistemas estruturais pré-fabricados existentes, os sistemas de paredes resistentes assumem particular relevância em edifícios habitacionais multifamiliares, devido à sua elevada eficiência estrutural, rapidez de execução e compatibilidade com processos construtivos industrializados. Neste tipo de solução, as paredes constituem simultaneamente elementos resistentes às ações verticais e horizontais, permitindo reduzir a necessidade de vigas e pilares e simplificando o processo construtivo.

Apesar das vantagens associadas a estes sistemas, a sua aplicação em zonas sísmicas continua a exigir um estudo cuidadoso do comportamento estrutural e, em particular, das ligações entre elementos pré-fabricados. O desempenho global da estrutura depende fortemente da capacidade destas ligações assegurarem a transmissão de esforços e a continuidade estrutural necessária para garantir níveis adequados de resistência, rigidez e ductilidade.

Neste enquadramento, a presente dissertação centra-se no estudo de sistemas estruturais do tipo parede aplicados a edifícios pré-fabricados de betão, com especial enfoque nas soluções de parede dupla e de painel sandwich. Paralelamente, é desenvolvida uma solução de pré-laje compatível com este sistema estrutural, incluindo o respetivo dimensionamento e as verificações regulamentares associadas.

Por fim, os conceitos desenvolvidos são aplicados a um caso de estudo hipotético correspondente a um edifício de habitação multifamiliar de 8 pisos elevados localizado na cidade de Lagos, na zona com intensidade sísmica mais elevada em Portugal continental. Através da modelação estrutural, da análise sísmica e do dimensionamento dos principais elementos e ligações, procura-se avaliar a viabilidade técnica da solução proposta e contribuir para uma utilização mais alargada destes sistemas na prática da engenharia estrutural.

1.2 OBJETIVOS E METODOLOGIA

A presente dissertação tem como principal objetivo estudar a aplicação de sistemas estruturais do tipo parede em edifícios pré-fabricados de betão, analisando o seu comportamento estrutural, os seus principais elementos constituintes e a sua viabilidade para edifícios de habitação multifamiliar localizados em zonas de elevada perigosidade sísmica.

Para atingir este objetivo principal, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- Realizar uma revisão bibliográfica sobre a pré-fabricação em betão, abordando a evolução histórica, as vantagens, limitações e os principais sistemas estruturais atualmente utilizados;
- Estudar os elementos constituintes dos sistemas estruturais de paredes, nomeadamente paredes duplas, painéis sandwich, pré-lajes e respetivas ligações;
- Desenvolver uma metodologia de dimensionamento para pré-lajes, incluindo as verificações regulamentares necessárias durante as fases construtiva e definitiva;

- Analisar os critérios de dimensionamento de paredes pré-fabricadas e das suas ligações de acordo com as disposições dos Eurocódigos;
- Aplicar os conhecimentos adquiridos a um caso de estudo correspondente a um edifício de habitação multifamiliar, recorrendo à modelação estrutural e à análise sísmica;
- Avaliar a influência das condições de ligação no comportamento global da estrutura através da comparação de diferentes modelos estruturais;
- Dimensionar os principais elementos estruturais e respetivas ligações, verificando a sua adequação às exigências regulamentares;
- Demonstrar a viabilidade técnica da utilização de sistemas estruturais pré-fabricados baseados em paredes resistentes em edifícios de habitação.

Desta forma, pretende-se contribuir para o conhecimento e para a divulgação de soluções construtivas pré-fabricadas em betão, promovendo a sua aplicação em edifícios de habitação e incentivando a industrialização do setor da construção.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se estruturada em 6 capítulos principais.

No Capítulo 1 é realizado o enquadramento do tema, apresentando-se a motivação para o desenvolvimento do trabalho, os objetivos definidos e a organização geral da dissertação.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão do estado da arte relativa à pré-fabricação em betão, abordando os principais sistemas estruturais, os elementos pré-fabricados mais utilizados e as soluções de ligação existentes. São ainda discutidas as vantagens e limitações associadas à utilização destes sistemas.

No Capítulo 3 é desenvolvido o estudo das pré-lajes, incluindo a definição da solução adotada, os critérios de dimensionamento e as verificações regulamentares aplicáveis às diferentes fases de construção e utilização.

O Capítulo 4 é dedicado à apresentação dos sistemas estruturais de paredes estudados, nomeadamente as paredes duplas e os painéis sandwich. São descritas as suas características, processos construtivos, ligações e aspetos relevantes para o dimensionamento estrutural.

No Capítulo 5 é apresentado o caso de estudo, correspondente a um edifício de habitação multifamiliar. São descritas as características do edifício, os materiais adotados, as ações consideradas, a modelação estrutural, os resultados das análises efetuadas e o dimensionamento dos principais elementos estruturais e respetivas ligações. Por fim, são discutidos os resultados obtidos e avaliado o comportamento global da estrutura.

Por último, o Capítulo 6 apresenta as principais conclusões do trabalho desenvolvido, bem como algumas recomendações e possíveis desenvolvimentos futuros relacionados com a aplicação de sistemas estruturais pré-fabricados em edifícios de habitação.

2

ESTADO DA ARTE

2.1 BREVE CRONOLOGIA DA PRÉ-FABRICAÇÃO DE EDIFÍCIOS NA EUROPA E EM PORTUGAL

Segundo José Viegas e Filipe Saraiva [1], a pré-fabricação na Europa surgiu na década de 1950, após a Segunda Guerra Mundial, devido à escassez de habitação nos países mais afetados pelo conflito. A necessidade de reconstrução rápida e em grande escala levou ao desenvolvimento de sistemas industrializados, assentes na produção em série de elementos estruturais em betão armado e pré-esforçado.

Estes sistemas permitiam acelerar significativamente os prazos de construção, reduzir a dependência de mão de obra altamente especializada em obra e promover uma maior racionalização de recursos. A utilização de grandes painéis pré-fabricados em betão tornou-se uma solução amplamente adotada em diversos países europeus, sobretudo na Europa de Leste.

Em Portugal, a pré-fabricação em betão teve início da década de 1950, com a produção de elementos para pisos de habitação e sistemas de painéis de grandes dimensões, semelhantes aos utilizados nos países da Europa de Leste. Apesar de não se ter verificado uma destruição massiva dos edifícios como noutros países europeus, a industrialização da construção foi encarada como uma oportunidade para modernizar o setor e reduzir custos e prazos de execução.

Segundo Serrano [2], a evolução da pré-fabricação em betão pode dividir-se em três períodos:

- Primeiro período – 1950 a 1970;
- Segundo período – 1970 a 1980;
- Terceiro período – a partir de 1980.

O primeiro período corresponde essencialmente à fase de reconstrução dos edifícios habitacionais, hospitais e escolares, em resposta à elevada procura de novas construções. A pré-fabricação revelou-se uma solução eficaz, permitindo uma construção mais rápida e com menor dependência de mão de obra especializada em obra.

O segundo período surgiu na sequência de diversos acidentes associados a edifícios construídos com grandes painéis pré-fabricados, o que originou uma rejeição social deste tipo de construção. Durante este período, verificou-se um decréscimo significativo da construção em pré-fabricação.

Por fim, o terceiro período caracteriza-se pelo ressurgimento da pré-fabricação, agora apoiado em soluções construtivas mais flexíveis, maior controlo de qualidade e melhor desempenho técnico.

De acordo com José Viegas e Filipe Saraiva [1], existem cerca de 200 indústrias de pré-fabricação em Portugal, dos quais 61 são associados da ANIPB - Associação Nacional dos Industriais de Pré-fabricação em Betão, o que demonstra a relevância deste setor no contexto nacional.

2.2 SISTEMAS ESTRUTURAIS

Os sistemas estruturais pré-fabricados em betão podem ser classificados em três tipologias principais:

- Sistema estrutural porticado;
- Sistema de paredes;
- Sistema de células.

A escolha do sistema estrutural depende de diversos fatores, nomeadamente o tipo de edifício, os requisitos arquitetónicos, as ações atuantes, as exigências sísmicas e as condicionantes económicas e construtivas.

2.2.1 Sistema Estrutural Porticado

O sistema estrutural porticado é constituído essencialmente por pilares, vigas e lajes pré-fabricadas, formando uma estrutura resistente composta por elementos lineares interligados. Este sistema oferece grande flexibilidade arquitetónica, permitindo maior liberdade na organização dos espaços interiores, sendo amplamente utilizado em edifícios industriais, comerciais, de escritórios e habitacionais.

A resistência às ações horizontais pode ser assegurada através de pórticos rígidos, núcleos de paredes estruturais ou sistemas mistos. Frequentemente, os núcleos resistentes e algumas paredes estruturais são executados *in-situ*, enquanto os restantes elementos estruturais são pré-fabricados. Esta solução híbrida permite compatibilizar a rapidez construtiva da pré-fabricação com a necessidade de garantir adequada rigidez global, especialmente em zonas sísmicas.

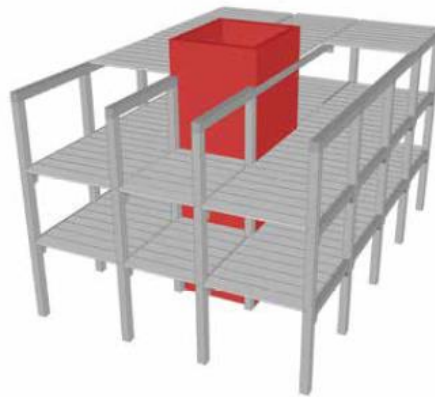


Figura 2.1 - Sistema estrutural porticado [3]

2.2.2 Sistemas De Paredes

Os sistemas de paredes estruturais baseiam-se na utilização de painéis verticais pré-fabricados como principais elementos resistentes às ações verticais e horizontais.

Estes sistemas são usados particularmente adequados para edifícios com elevada repetibilidade, geométrica, como edifícios residenciais multifamiliares, residências universitárias e hotéis.

Segundo Barry Crisp [3], este tipo de sistema apresenta vantagens significativas, como superfícies com acabamento pré-definido, bom desempenho acústico e elevada resistência ao fogo.

De ponto de vista estrutural, as paredes funcionam como elementos de contraventamento, assegurando a resistência às ações horizontais e contribuindo para o comportamento global da estrutura.

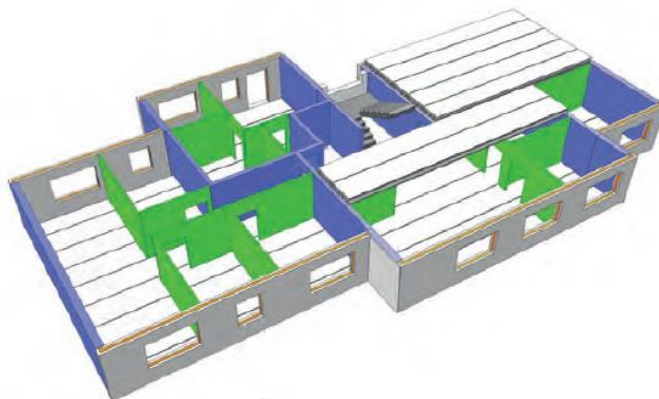


Figura 2.2 - Sistema de paredes num piso tipo de edifício habitacional [4]

2.2.3 Sistema De Células

Os sistemas de células consistem na pré-fabricação de módulos tridimensionais completos, que podem desempenhar funções estruturais e parte integrante da estrutura portante dos edifícios ou constituir apenas módulos para compartimentação interior, tais como casas de banho ou quartos de hotel. Estes módulos podem incluir acabamentos interiores e instalações técnicas.

A vantagem deste sistema consiste na rapidez da construção, contendo acabamentos não estruturais incorporados nos módulos.

Apesar da elevada rapidez de execução, este sistema apresenta limitações relacionadas com o transporte e a montagem em obra, devido às dimensões e ao peso dos módulos.

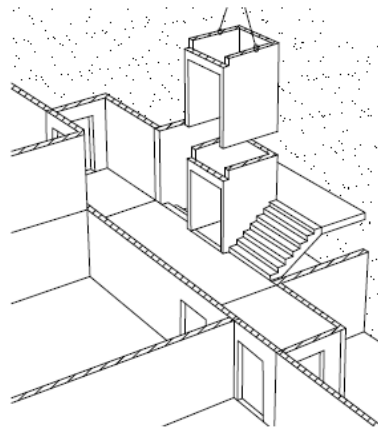


Figura 2.3 - Sistema de células [3]

2.3 ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Os principais elementos estruturais pré-fabricados em betão armado incluem:

- Pilares;
- Vigas;
- Lajes;
- Paredes estruturais;
- Fundações.

O desempenho global da estrutura depende não apenas do dimensionamento individual de cada elemento, mas também da conceção adequada das ligações entre estes.

2.3.1 Pilares

Os pilares são os elementos estruturais verticais cuja principal função é resistir aos esforços axiais provenientes da superestrutura, transmitindo-os às fundações. Nos elementos pré-fabricados, os pilares apresentam geralmente secções transversais quadradas, retangulares ou circulares, sendo a sua geometria condicionada por critérios estruturais, arquitetónicos e construtivos.

A utilização de pilares pré-fabricados permite um elevado controlo dimensional e de qualidade, bem como uma execução mais rápida em obra. No entanto, o desempenho global da estrutura depende fortemente da eficácia das ligações entre pilares e pilares, e outros elementos estruturais.

De acordo com FIB 74 [4], a dimensão mínima recomendada para a secção transversal de pilares é de 300 mm, sendo frequente a utilização de secções de 400 mm para acomodar a ligação de pilar-viga e as suas tolerâncias.

O comprimento máximo de um pilar pré-fabricado pode variar entre 20 m e 24 m sem ligações entre si.

Tabela 2.1 - Secções de pilares mais utilizadas [4]

b / h (mm)	300	400	500	600	800
300	✓	✓	✓		
400		✓	✓	✓	
500			✓	✓	✓
600			✓	✓	✓
Circular	✓	✓	✓	✓	



Figura 2.4 – Pilar Pré-fabricado [5]

2.3.2 Vigas

As vigas são os elementos estruturais horizontais responsáveis por receber as cargas das lajes e redistribuí-los para os pilares ou paredes estruturais.

Podem distinguir-se dois tipos de vigas, as vigas de cobertura e as vigas de piso.

As vigas de cobertura são frequentemente utilizadas nos edifícios industriais, onde os vãos são elevados, sendo geralmente pré-esforçado e com secções em I.

As vigas de piso são utilizadas em edifícios correntes, apresentando secções retangulares, em L ou em T invertido, podendo ser em betão armado ou pré-esforçado.

A escolha de tipo de viga depende do vão, das cargas atuantes, do tipo de laje adotado e das exigências arquitetónicas.

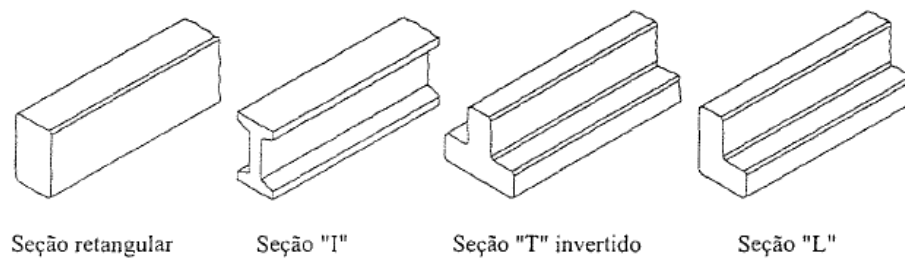


Figura 2.5 - Secções transversais típicas de vigas [6]



Figura 2.6 - Vigas de cobertura Pré-fabricadas [5]

2.3.3 Lajes

As lajes são os elementos estruturais horizontais que suportam as cargas verticais de utilização e transmitem para as vigas, pilares ou paredes estruturais. Para além da sua função resistente, desempenham igualmente um papel fundamental no comportamento global da estrutura, funcionando frequentemente como diafragmas horizontais responsáveis pela redistribuição das ações horizontais, nomeadamente as ações sísmicas e do vento.

No contexto das estruturas pré-fabricadas em betão, as lajes assumem particular relevância devido ao seu impacto direto na rapidez construtiva, na redução de escoramentos em obra e na otimização do processo de montagem.

De forma geral, as soluções de lajes pré-fabricadas podem ser classificadas em duas categorias principais:

- Lajes totalmente pré-fabricadas, produzidas integralmente em fábrica;
- Lajes semi-pré-fabricadas, que combinam elementos pré-fabricados com betonagem complementar realizada *in situ*.

Entre as soluções mais utilizadas destacam-se as lajes alveolares, as lajes do tipo TT (ou π), as pré-lajes e as lajes aligeiradas de vigotas.

2.3.3.1 Lajes alveolares

As lajes alveolares constituem uma das soluções mais utilizadas em construção pré-fabricada, sendo amplamente utilizadas tanto em edifícios industriais como em edifícios correntes.

Estas lajes caracterizam-se pela presença de vazios longitudinais contínuos (alvéolos), obtidos durante o processo de fabrico, que permitem reduzir significativamente o peso próprio sem comprometer a capacidade resistente à flexão.

As lajes alveolares são geralmente produzidas por extrusão contínua e podem ser pré-esforçadas, utilizadas em vãos elevados, ou em betão armado, mais comum em edifícios habitacionais.

As lajes pré-esforçadas permitem vencer vãos até cerca de 20 m, sendo frequentemente aplicadas em edifícios industriais e comerciais. Tipicamente apresentam larguras normalizadas próximas de 1.20 m e espessuras variáveis em função do vão e das cargas atuantes.

Por sua vez, as lajes alveolares em betão armado são utilizadas em vãos mais reduzidos, geralmente até cerca de 7.5 m, apresentando larguras inferiores, entre 0.30 m e 0.60 m.

Entre as principais vantagens desta solução destacam-se em redução do peso próprio, elevada rapidez de montagem e a redução significativa de cofragens e escoramentos. Para além disso, estas lajes requerem a aplicação de uma camada de betão *in-situ* para assegurar o efeito de diafragma.

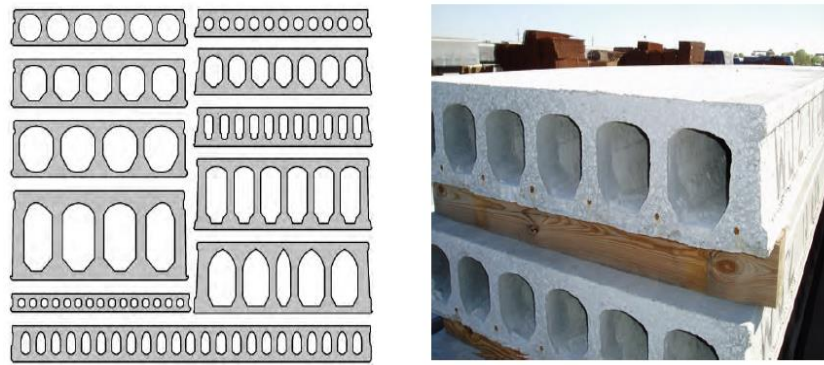


Figura 2.7 - Lajes alveolares pré-esforçadas [4]

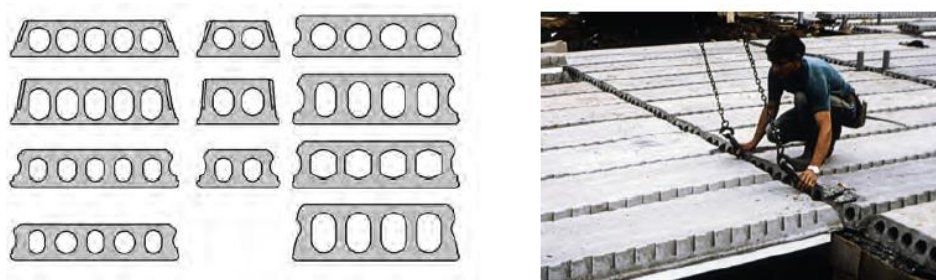


Figura 2.8 - Lajes alveolares em betão armado [4]

2.3.3.2 Laje do tipo TT ou π

As lajes do tipo TT (ou π) são elementos estruturais pré-fabricados constituídos por uma mesa superior e duas nervuras longitudinais, formando uma secção semelhante à letra grega π .

Estas lajes são geralmente pré-esforçadas e apresentam elevada capacidade resistente, permitindo vencer vãos entre aproximadamente 24 m e 30 m, sendo particularmente utilizadas em edifícios industriais, parques de estacionamento e grandes espaços comerciais.

As dimensões típicas incluem as larguras entre 2.4 m e 3.0 m, e alturas totais entre 0.2 m e 0.80 m.

A elevada rigidez à flexão e a eficiência estrutural tornam esta solução especialmente adequado quando se pretende minimizar o número de apoios intermédios. Para além disso também necessitam de betão complementar para assegurar o efeito de diafragma.



Figura 2.9 - Lajes do tipo TT [4]

2.3.3.3 Pré-lajes

As pré-lajes correspondem a sistemas semi-pré-fabricados compostos por uma placa inferior de betão armado, integrada com armaduras treliçadas metálicas.

Após a colocação em obra, é executada uma betonagem complementar *in-situ*, formando uma secção composta que trabalha monoliticamente e assegura o efeito de diafragma das lajes de piso. O acabamento plano da face inferior é adequado para edifícios de habitação, hotelaria ou serviços, podendo inclusivamente assegurar o acabamento final.

A dimensão produzida normalmente varia entre 0.6 a 2.4 m de largura, a altura pré-fabricada de 4 a 12 cm e a altura total varia entre 15 a 40 cm. É possível a introdução de aligeiramentos sobre a pré-laje para vãos maiores, permitindo a materialização de lajes aligeiradas com face inferior plana.

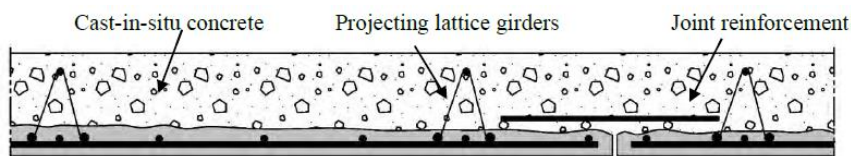


Figura 2.10 - Pré-lajes [4]



Figura 2.11 - Execução de Pré-lajes [4]

2.3.3.4 Lajes aligeiradas de vigotas

Este tipo de lajes é constituído vigotas longitudinais pré-fabricadas (geralmente pré-esforçadas) dispostas regularmente e por elementos de enchimento ou blocos de aligeiramento, designados por abobadilhas. Os blocos têm essencialmente função de redução de peso próprio, não contribuindo significativamente para a resistência estrutural.

O sistema é posteriormente complementado com uma camada de betão moldado *in-situ*, garantindo o funcionamento conjunto da laje.

As vigotas apresentam tipicamente secções em T invertido ou armaduras treliçadas, com espaçamentos correntes da ordem dos 0.60 m.

Entre as principais vantagens destacam-se em redução do consumo de betão, a facilidade de execução e a redução do peso próprio da laje.

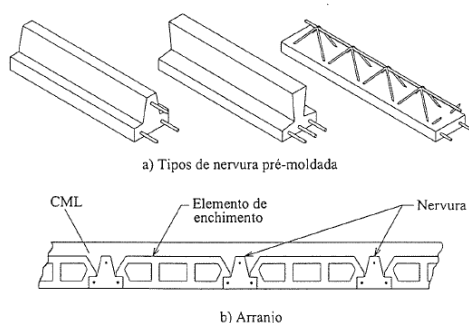


Figura 2.12 - Secções transversais das vigotas e blocos de aligeiramento [6]



Figura 2.13 - Lajes aligeiradas [7]

2.3.4 Paredes / Painéis Estruturais

As paredes são elementos estruturais verticais cuja principal função é resistir às ações verticais e horizontais, tais como as cargas permanentes, variáveis, vento e o sismo.

Do ponto de vista estrutural, as paredes funcionam predominantemente à compressão e ao corte, podendo igualmente estar sujeitas a momentos fletores significativos, sobretudo em edifícios de maior altura ou em zonas sísmicas. A sua conceção deve, por isso, garantir capacidade resistente adequada, ductilidade suficiente e correta articulação com os restantes elementos estruturais.

Em sistemas pré-fabricados em betão distinguem-se essencialmente 3 tipos principais que são as paredes maciças, paredes duplas e painéis sandwich.

As paredes maciças são elementos integralmente pré-fabricados em fábrica, incluindo a totalidade da sua espessura e armadura. Apresentam geralmente alturas correspondentes a um piso completo (tipicamente entre 3.0 m e 4.2 m) e comprimentos variáveis, que podem atingir valores entre 2.4 m e 14 m, dependendo das condicionantes de transporte e montagem.

As paredes duplas são constituídas por dois painéis pré-fabricados de betão armado, ligados entre si através de armaduras treliçadas metálicas, formando um elemento estrutural parcialmente pré-fabricado. Após a colocação em obra, é realizada a betonagem do núcleo interior *in-situ*, completando a secção resistente e garantindo o funcionamento monolítico do conjunto.

Os painéis sandwich constituem uma das soluções mais utilizadas na construção pré-fabricada moderna, particularmente em edifícios que exigem simultaneamente desempenho estrutural, eficiência térmica e rapidez construtiva.

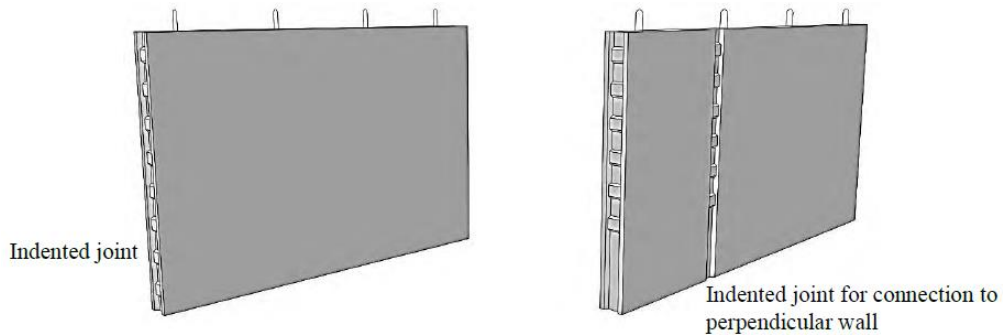


Figura 2.14 - Parede maciça [4]



Figura 2.15 - Paredes duplas [8]



Figura 2.16 - Painéis sandwich [9]

2.3.5 Fundações

As fundações são os elementos estruturais responsáveis por transmitir as cargas da superestrutura para o terreno. Quando as características geotécnicas do solo são favoráveis, as fundações mais comuns em edifícios correntes são as sapatas isoladas.

No contexto da pré-fabricação, existem como sapatas em cálice, blocos maciços com negativo para encastramento do pilar e sistemas com bainhas de ancoragem ao pilar, que permitem uma montagem rápida e correto encastramento dos elementos verticais.

Em contrapartida, se o terreno não seja favorável, normalmente são usadas as estacas pré-fabricadas de betão em que podem ou não ser pré-esforçadas. As secções transversais das estacas são quadradas, hexagonais e circulares.



Figura 2.17 - Sapata em cálice pré-fabricada [5]



Figura 2.18 - Estacas quadradas pré-fabricadas [10]

2.4 LIGAÇÕES ESTRUTURAIS

As ligações constituem o elemento mais sensível e determinante no desempenho global das estruturas pré-fabricadas em betão. Ao contrário das estruturas moldadas in situ, onde a continuidade estrutural é garantida pela betonagem monolítica, nas estruturas pré-fabricadas a integridade do sistema resistente depende diretamente da conceção, dimensionamento e execução das ligações entre os diferentes elementos.

O comportamento estrutural global nomeadamente a rigidez, a redistribuição de esforços, a ductilidade e a capacidade de dissipação de energia é fortemente condicionado pelas características mecânicas das ligações.

As classificações das ligações quanto à capacidade de transmissão de forças, existem 3 tipos de ligações:

- Ligações rígidas (garantem a transferência do momento);
- Ligações semirrígidas (a transferência parcial do momento);
- Ligações articuladas (sem transferência do momento).

As ligações rígidas asseguram a transferência praticamente integral dos momentos fletores entre os elementos ligados, promovendo continuidade rotacional. A sua execução em sistemas pré-fabricados implica frequentemente recurso a betonagens complementares, selagem de armaduras ou sistemas híbridos.

As ligações semirrígidas apresentam capacidade parcial de transmissão de momentos fletores, permitindo alguma rotação relativa entre os elementos. O seu comportamento deve ser modelado de forma consistente no cálculo estrutural, considerando a rigidez rotacional efetiva da ligação.

As ligações articuladas permitem a transmissão de esforços axiais e de corte, mas não transmitem momentos fletores significativos. São frequentemente adotadas em sistemas porticados pré-fabricados, onde a estabilidade global é assegurada por núcleos ou paredes estruturais. A utilização de ligações articuladas simplifica o dimensionamento e a execução, mas exige que o modelo estrutural considere explicitamente a ausência de continuidade rotacional.

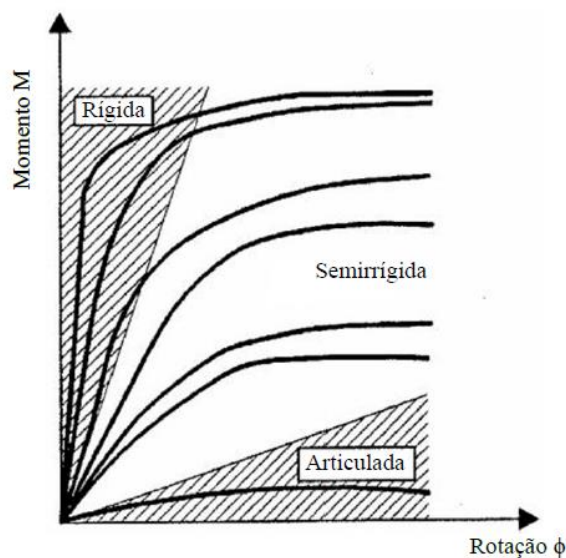


Figura 2.19 - Tipos de ligações quanto à capacidade de transmissão de forças [11]

A classificação quanto ao processo construtivo, distinguem-se em dois tipos de ligações:

- Ligações secas;
- Ligações húmidas.

As ligações secas recorrem predominantemente a elementos metálicos, aparafusados ou soldados.

As ligações húmidas envolvem betonagens complementares *in-situ*, permitindo criar continuidade estrutural entre os elementos pré-fabricados. Estas ligações aproximam-se do comportamento monolítico, sendo particularmente adequadas quando se pretende maior rigidez e ductilidade.

Em seguida, são apresentadas as ligações gerais entre os elementos pré-fabricados. As ligações específicas das paredes duplas e dos painéis sandwich serão abordadas com maior detalhe no Capítulo 4.

2.4.1 Ligações Pilar-Fundação

As ligações pilar-fundação são determinantes para garantir o encastramento na base da estrutura. De acordo com FIB 74 [4], existem três tipos de ligações mais usuais: ligações com cavidade ou cálice, selagem de armaduras e ligações aparafusadas.

A ligação com cálice consiste na execução de uma cavidade na sapata onde o pilar é encaixado e posteriormente betonado. É uma solução robusta, amplamente utilizada, que permite garantir encastramento eficaz, desde que o comprimento de embebimento seja adequadamente dimensionado.

A ligação com selagem de armaduras baseia-se na continuidade das armaduras do pilar com armaduras deixadas em espera na fundação, posteriormente seladas com argamassa ou calda estrutural.

A ligação aparafusada recorre a chapa metálica soldada à armadura do pilar e fixada à fundação através de chumbadouros. É uma solução de execução rápida, frequentemente utilizada quando se pretende minimizar betonagens complementares.

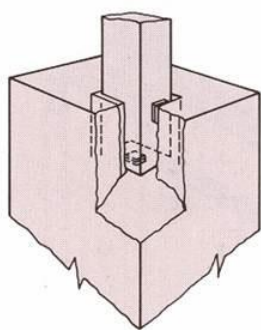


Figura 2.20 - Ligações com cavidade/cálice [12]

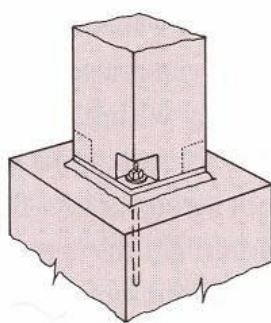


Figura 2.21 - Ligação aparafusada [12]

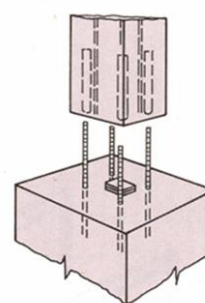


Figura 2.22 - Ligação com selagem de armaduras [12]

2.4.2 Ligações Pilar-Pilar

Em edifícios de maior altura, torna-se necessário garantir continuidade vertical dos pilares. As soluções mais correntes incluem as ligações aparafusadas e as ligações com bainhas injetadas.

A localização da ligação deve, sempre que possível, coincidir com zonas de menores momentos fletores, reduzindo as exigências resistentes na junta.

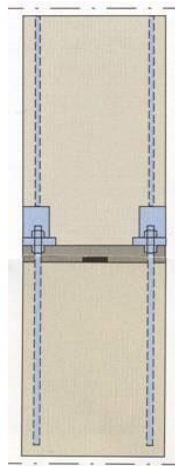


Figura 2.23 - Ligações aparafusadas [12]

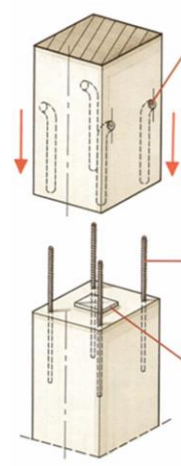


Figura 2.24 - Ligações com bainhas injetadas[12]

2.4.3 Ligações Viga-Pilar

As ligações viga-pilar constituem um dos pontos mais críticos em sistemas estruturais porticados pré-fabricados, uma vez que condicionam diretamente a redistribuição de esforços, a rigidez global do sistema e o seu desempenho face às ações horizontais, nomeadamente sísmicas. Ao contrário das estruturas moldadas *in-situ*, onde a continuidade é inerente ao processo construtivo, nas estruturas pré-fabricadas a continuidade estrutural depende exclusivamente da solução adotada na ligação.

Segundo Barry Crisp [3], existem 2 tipos de ligações (ver Figura 2.25):

- Pilar descontínuo (ligação concentrada no topo do pilar);
- Pilar contínuo (viga apoiada em consola ou dispositivo metálico incorporado).

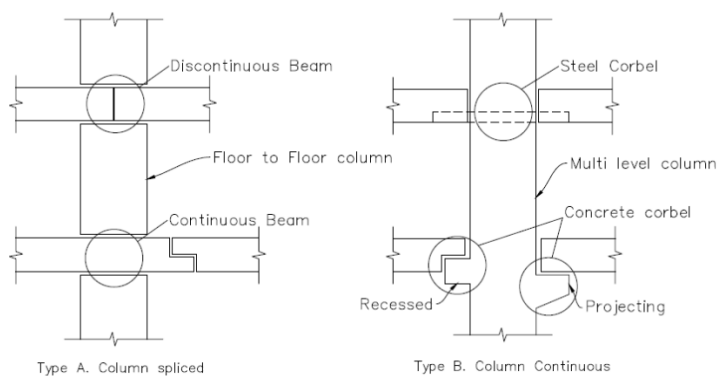


Figura 2.25 - Tipos de ligações de viga-pilar [3]

- Ligação tipo A: Pilar descontínuo (ver Figura 2.26)

Neste sistema, o pilar é interrompido ao nível do piso e a ligação é realizada na extremidade superior do elemento vertical. Podem distinguir-se duas configurações principais com viga descontínua apoiada no topo do pilar, com ligação localizada na interface; e a viga contínua atravessando a zona do pilar, garantindo maior continuidade estrutural. Do ponto de vista estrutural, esta solução pode permitir maior capacidade de transmissão de momentos, dependendo do detalhe adotado. Contudo, implica maior complexidade de execução e controlo rigoroso das tolerâncias geométricas.

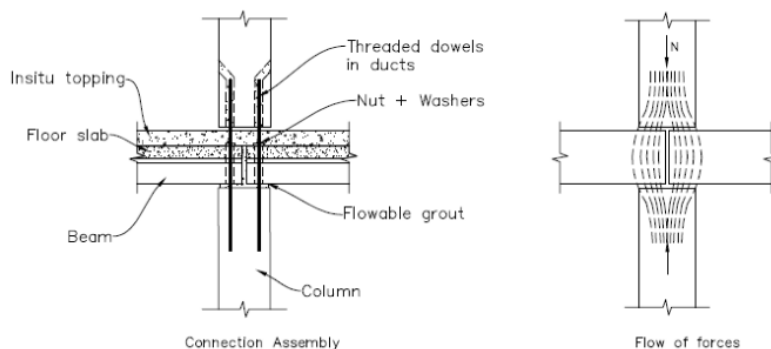


Figura 2.26 - Ligação de viga descontínuo na zona superior do pilar descontínuo [3]



Figura 2.27 - Ligação de viga contínua passando na parte superior do pilar descontínuo [3]

- Ligação tipo B: Pilar contínuo (ver Figura 2.28 e Figura 2.29)

Nesta solução, o pilar mantém continuidade vertical ao longo de vários pisos, sendo as vigas apoiadas através de consolas (cachorros ou quadris) integradas no pilar, ou perfis metálicos embebidos no betão do pilar. Esta é uma das soluções mais utilizadas em edifícios correntes, sobretudo quando a estabilidade global é assegurada por paredes estruturais ou núcleos rígidos. Estruturalmente, estas ligações são frequentemente modeladas como articuladas, sendo dimensionadas predominantemente para esforços de corte e compressão local na zona de apoio.

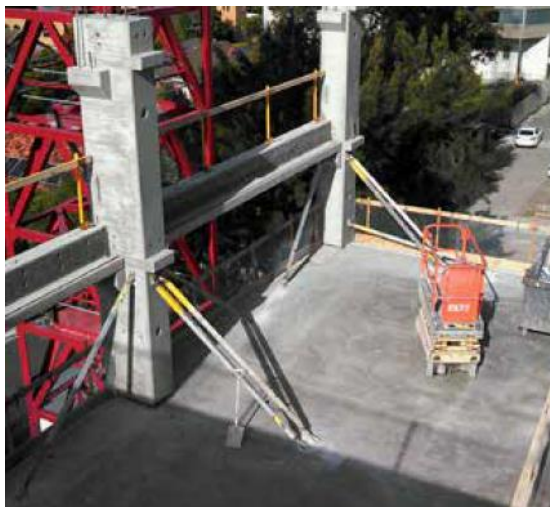


Figura 2.28 - Ligação de pilar contínuo com cachorro e quadril [3]

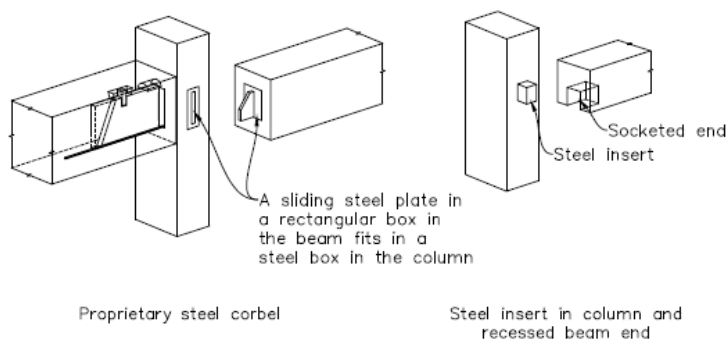


Figura 2.29 - Ligação de pilar contínuo com apoios ocultos [3]

2.4.4 Ligações Viga-Viga

As ligações viga-viga, podem classificar-se em dois tipos de ligação. A ligação no vão da viga principal, e a ligação entre viga principal com a viga secundária.

Segundo El Debs [6], o local mais eficiente para a localização da ligação no vão da viga principal é ponto onde é nulo o momento fletor da estrutura monolítica correspondente. Esta ligação costuma ser articulada com chumbadouros (ver Figura 2.30).

A ligação entre a viga principal e a viga secundária é normalmente materializada com apoio em cachorro na viga principal (ver Figura 2.31).

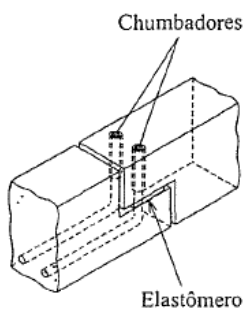


Figura 2.30 - Ligação de viga principal-viga principal [6]



Figura 2.31 - Ligação de viga principal-viga secundária [5]

2.4.5 Ligações Laje-Viga

As ligações laje-viga têm como principal função garantir a correta transmissão das cargas verticais da laje para as vigas, assegurando simultaneamente a estabilidade global do sistema e o efeito de diafragma no plano da laje.

De acordo com Barry Crisp [3], as lajes de betão pré-fabricado como as lajes alveolares são tipicamente unidireccionais, portanto apoiadas apenas nas duas extremidades. Estas ligações são fornecidas com armaduras embutidas ou aparafusadas às vigas que posteriormente moldadas *in-situ* (ver Figura 2.32).

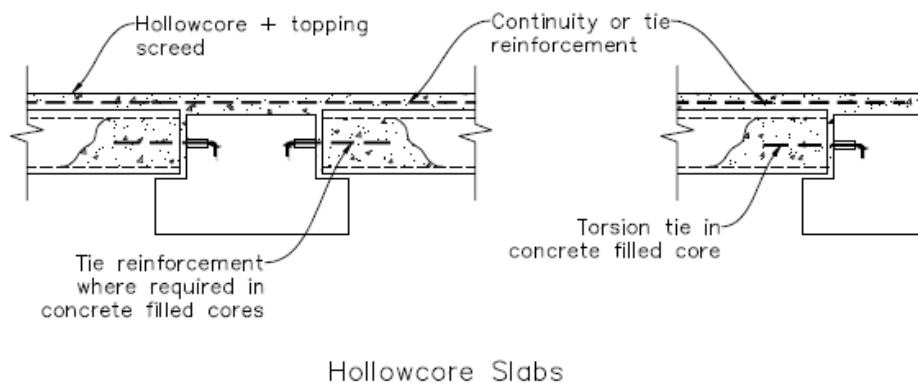


Figura 2.32 - Ligações de laje alveolar à viga [3]

2.4.6 Ligações Laje-Laje

As ligações laje-laje são fundamentais para garantir que o pavimento funciona como um diafragma rígido ou semi-rígido no seu plano. Geralmente adota-se uma camada de betão complementar em obra sobre os painéis pré-fabricados para assegurar a função de diafragma no plano da laje.

De acordo com El Debs [6], existem dois tipos de ligações mais usadas no edifício que são as ligações de laje-laje em direção longitudinal (ver Figura 2.33) e a ligação laje-laje sobre viga ou parede (ver Figura 2.34) que podem ser com ou sem transmissão de momentos fletores.

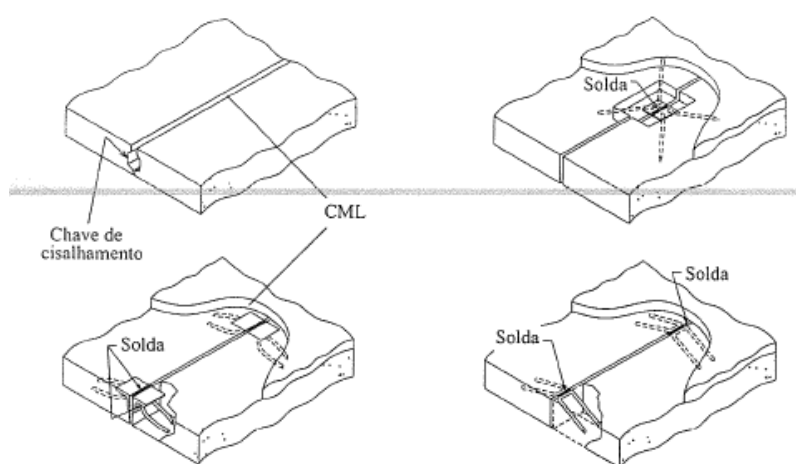


Figura 2.33 - Ligações laje-laje na direção longitudinal [6]

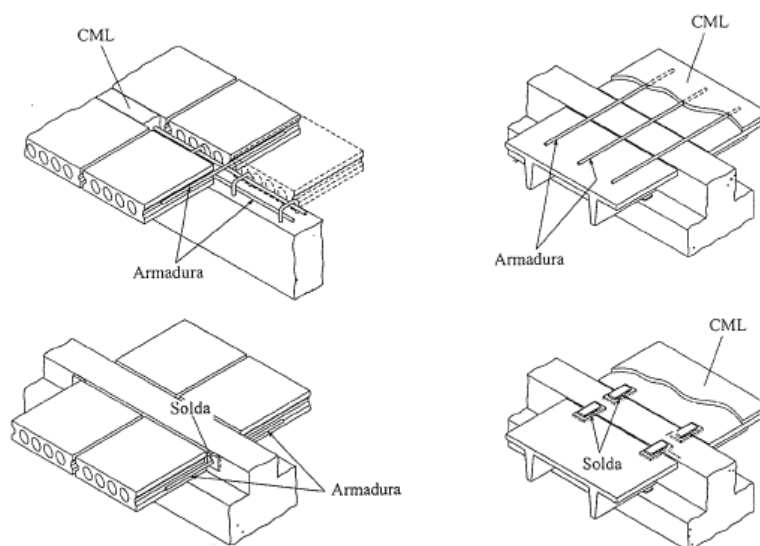


Figura 2.34 - Ligações laje-laje sobre a viga [6]

2.4.7 Ligações Parede-Parede

As ligações parede–parede são fundamentais em sistemas estruturais baseados em paredes resistentes, garantindo a continuidade estrutural e o correto funcionamento do edifício face às ações verticais e horizontais. Estas ligações permitem a transmissão de esforços de corte, compressão e, em alguns casos, momentos fletores entre painéis adjacentes.

Segundo El Debs [6], as ligações pré-fabricadas de parede–parede podem ser realizadas na direção vertical com solda e betonadas *in-situ* (ver Figura 2.35), e na direção horizontal com solda, emenda de barras com acopladores, com chapa aparafusada e cabos de pré-esforço (ver Figura 2.36).

A conceção destas ligações deve procurar assegurar um comportamento global compatível com o de uma estrutura monolítica, especialmente em zonas sísmicas.

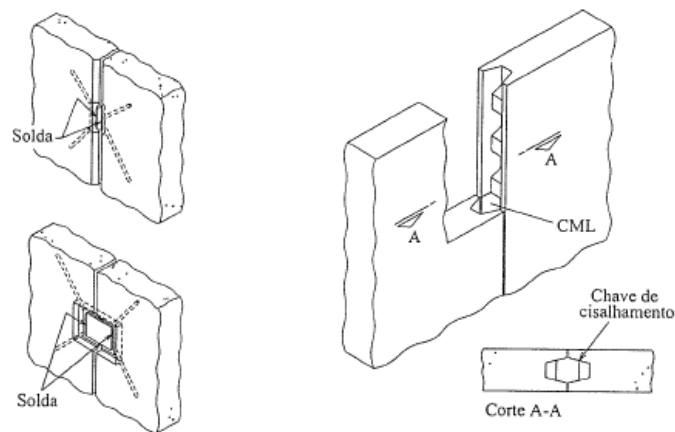


Figura 2.35 - Ligações parede-parede na direção vertical [6]

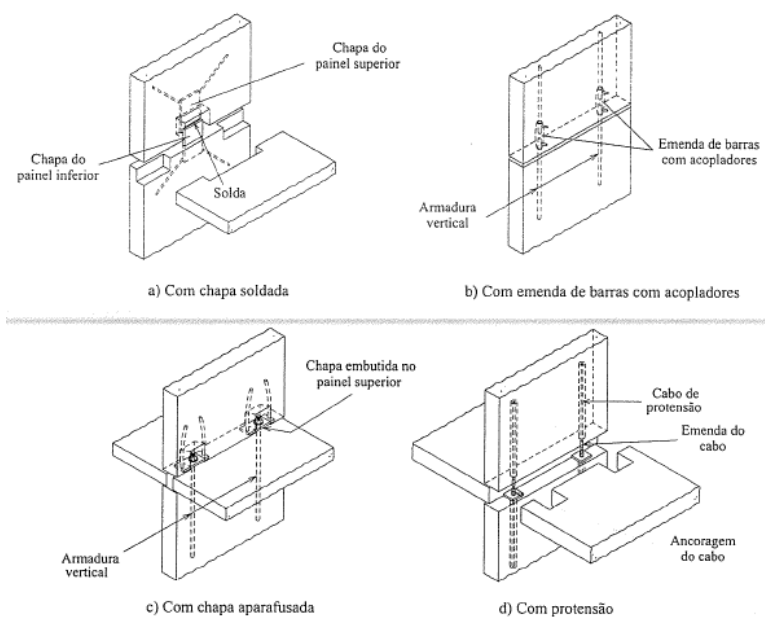


Figura 2.36 - Ligações parede-parede na direção horizontal [6]

2.4.8 Ligações Laje-Parede

As ligações laje–parede são particularmente importantes em sistemas estruturais baseados em paredes resistentes, onde as lajes funcionam como diafragmas horizontais. Estas ligações permitem a transmissão das ações horizontais para os elementos verticais resistentes, assegurando o comportamento conjunto da estrutura. As soluções mais comuns incluem o apoio direto da laje sobre a parede, complementado com armaduras embutidas ou soldadas nas paredes apresentada na figura seguinte.

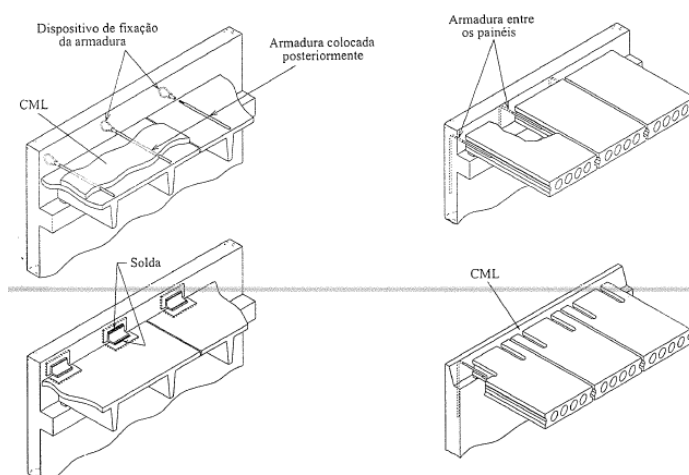


Figura 2.37 - Ligações de laje-parede [6]

2.4.9 Ligações Parede-Fundação

As ligações parede-fundação asseguram a transferência das cargas verticais e horizontais das paredes estruturais para as fundações. Estas ligações devem garantir o encastramento adequado na base.

Segundo El Debs [6], em sistemas pré-fabricados, estas ligações podem ser realizadas através da soldadura, aparafusadas com cantoneiras e encaixes mecânicos apresentadas na seguinte figura.

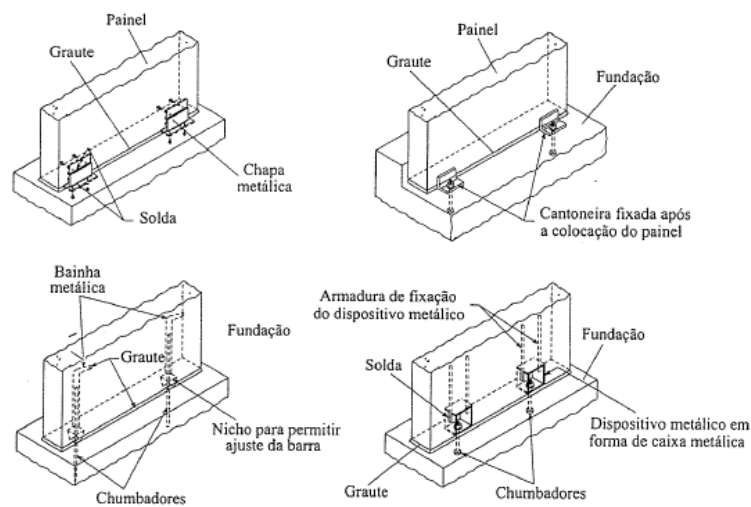


Figura 2.38 - Ligações parede-fundação [6]

3

PAINEL DA LAJE – PRÉ-LAJE

3.1 PRÉ-LAJE

A pré-laje é uma solução particularmente adequada para sistemas de parede dupla, uma vez que ambos os painéis são produzidos pelo mesmo processo, permitindo ainda a realização de uma ligação húmida com comportamento monolítico. Isto pode ser assegurado recorrendo a disposições construtivas mais próximas das convencionalmente utilizadas na construção tradicional recorrendo a betonagens *in-situ*.

A pré-laje é um sistema de laje semi-pré-fabricado, no qual a parte inferior da laje é produzida em fábrica e a parte superior é betonada *in-situ*. A espessura típica da camada pré-fabricada varia entre 6 cm a 7 cm, sendo nesta fase incorporadas as treliças metálicas que asseguram a resistência à flexão durante a fase de construtiva, bem como durante as operações de transporte e montagem das pré-lajes.

Para além dessas funções, as treliças contribuem também para o aumento da resistência dos esforços rasantes na interface entre o betão pré-fabricado e o betão moldado *in-situ*, resultante de betonagens em diferentes fases.

A principal função da camada inferior da pré-laje é servir de suporte à betonagem da camada complementar executada em obra, contribuindo, após a sua cura, para o comportamento conjunto da laje como um elemento monolítico. Desta forma, é possível reduzir significativamente a necessidade de escoramentos e eliminar as cofragens, promovendo uma maior rapidez de execução e racionalização dos recursos em obra.

As larguras da pré-laje variam tipicamente entre 0.6 m a 2.4 m com os espaçamentos usuais entre treliças da ordem dos 0.6 m a 0.75 m.

A utilização de pré-lajes é particularmente vantajosa em construções repetitivas, como edifícios de habitação ou de serviços, onde a industrialização dos processos construtivos permite ganhos de produtividade e redução de custos. No entanto, a sua aplicação requer um adequado planeamento logístico e de montagem, nomeadamente no que diz respeito ao transporte, elevação e posicionamento dos elementos em obra.

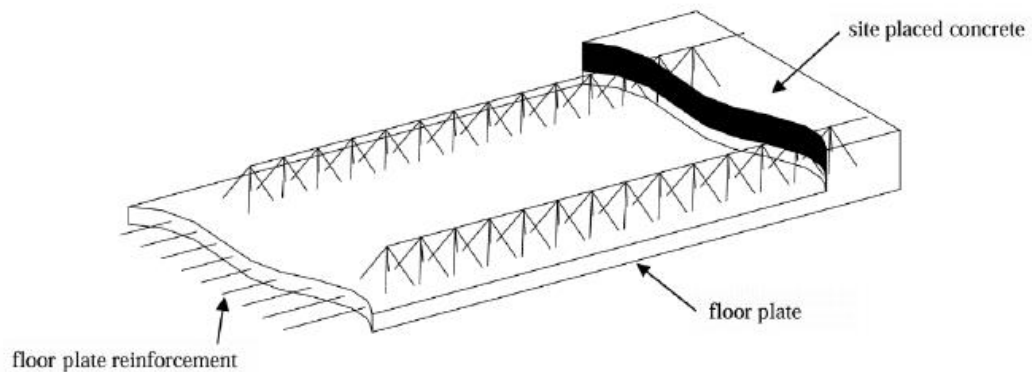


Figura 3.1 - Pré-laje [11]

3.2 TIPOS DE PRÉ-LAJE

Neste contexto, distinguem-se os diferentes tipos de pré-laje em função do seu peso próprio e dos vãos que conseguem vencer. Assim, consideram-se dois tipos principais: a pré-laje maciça e a pré-laje aligeirada.

3.2.1 Pré-laje maciça

A pré-laje maciça é a solução mais comum em edifícios correntes. A sua principal vantagem reside na maior simplicidade de fabrico, embora apresente um peso próprio mais elevado, o que a torna adequada, em geral, a vãos menores quando comparada com a pré-laje aligeirada.

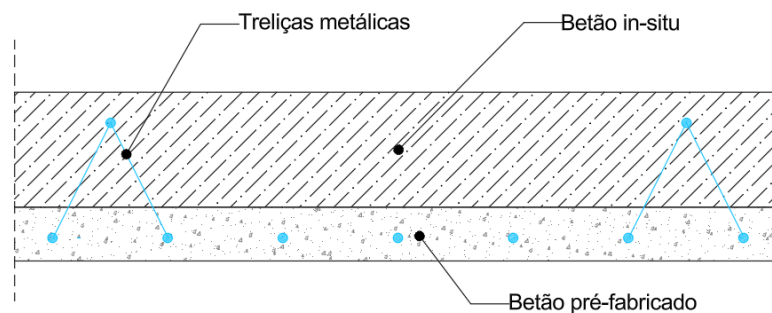


Figura 3.2 – Secção transversal da pré-laje maciça

3.2.2 Pré-laje aligeirada

As pré-lajes aligeiradas são menos comuns, mas apresentam vantagens relevantes, nomeadamente a capacidade de vencer vãos maiores e a redução significativa do peso próprio da laje. Na Figura 3.3 apresenta-se um exemplo de secção transversal de uma laje aligeirada com aligeiramento de EPS, desenvolvido pelo autor.

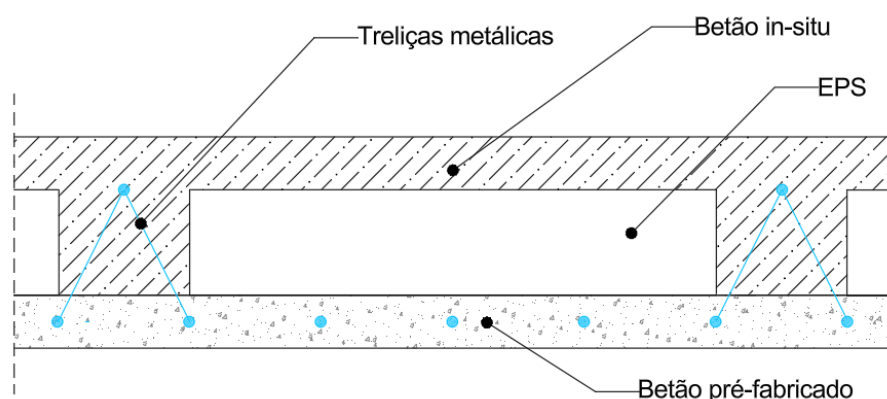


Figura 3.3 – Secção transversal da pré-laje aligeirada

3.3 VERIFICAÇÕES DAS PRÉ-LAJES

No dimensionamento das pré-lajes, devem ser consideradas duas fases distintas: a fase definitiva e a fase construtiva.

Na fase definitiva, pretende-se garantir o adequado funcionamento da laje ao longo da sua vida útil, assegurando o controlo da fendilhação, das deformações e da segurança estrutural.

Na fase construtiva, é necessário garantir que a pré-laje, ainda sem a colaboração do betão complementar, não apresenta problemas de resistência, fendilhação ou deformação excessiva.

Todas estas verificações foram realizadas com recurso a uma ferramenta desenvolvida em Microsoft Excel pelo autor.

3.3.1 Fase Definitiva

Na fase definitiva, é necessário garantir que a pré-laje apresenta um comportamento adequado enquanto elemento composto, resultante da ligação entre a camada pré-fabricada e o betão betonado *in-situ*, assegurando que as aberturas de fendas e as deformações se mantêm dentro dos limites admissíveis.

De acordo com o Eurocódigo 2 [13], as verificações devem ser realizadas para o Estado Limite Último (ELU) e para o Estado Limite de Utilização (ELS).

Em ELU, foram feitas 3 verificações:

- flexão;
- esforço transverso;
- esforço rasante.

Verificação à flexão

Na verificação à flexão, deve garantir-se que a laje não atinge a rotura. A condição a verificação é:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (3.1)$$

Em que:

M_{Ed} é o valor de calculo do momento fletor atuante;

M_{Rd} é o valor de calculo do momento fletor resistente.

O valor de M_{Ed} pode ser estimado, numa fase preliminar, com base no método de ACI (ver Figura 3.4 e Figura 3.5), sendo posteriormente obtido com maior rigor através do modelo estrutural adotado.

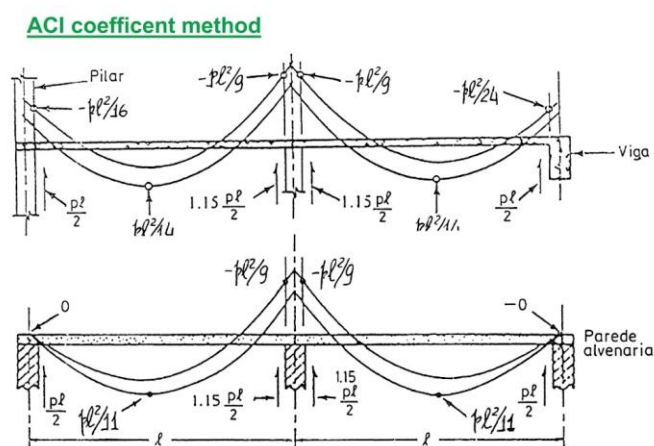


Figura 3.4 - Método de ACI para vãos extremos [14]

ACI coefficient method

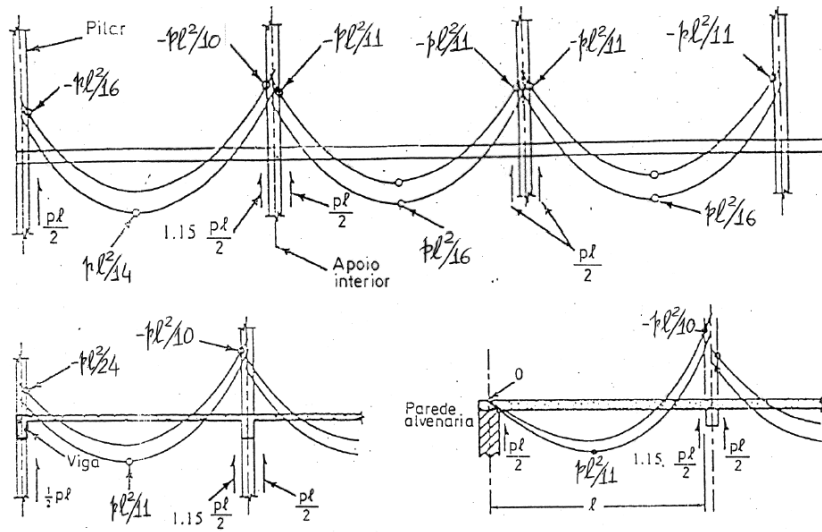


Figura 3.5 - Método de ACI para vãos internos [14]

O valor de M_{Rd} é determinado de acordo com o Eurocódigo 2, considerando uma secção retangular simplesmente armada, tendo em conta a contribuição da armadura inferior e das duas camadas de betão.

$$M_{Rd} = \mu \times b \times d^2 \times f_{cd} \quad (3.2)$$

Em que:

- μ é o valor reduzido momento do momento fletor;
- b é a largura da secção da laje;
- d é a altura útil da secção da laje;
- f_{cd} é o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão = $f_{ck}/(\gamma_c = 1.5)$.

O cálculo depende do valor reduzido do momento fletor (μ), o qual é obtido em função da percentagem mecânica de armadura (ω), determinada pela seguinte expressão:

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times d \times f_{ck}} \quad (3.3)$$

Em que:

ω é a percentagem da armadura mecânica;

A_s é a área da armadura usada;

f_{yd} é o valor de cálculo da tensão de cedência do aço = $f_{yk}/(\gamma_s = 1.15)$.

Em que A_s tem de ser no maior do que a $A_{s,min}$ proposta pela equação seguinte:

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0.0013 \times b_t \times d \quad (3.4)$$

Em que:

$A_{s,min}$ é o valor da armadura mínima;

f_{ctm} é o valor médio da tensão de rotura de betão à tração simples;

f_{yk} é o valor característico da tensão de cedência à tração do aço;

b_t é a largura média da zona tracionada.

Verificação ao esforço transversal

A verificação ao esforço transversal é realizada de acordo com Eurocódigo 2 [13], desconsiderando a contribuição das treliças metálicas, com a expressão seguinte:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (3.5)$$

Em que:

V_{Ed} é o valor de cálculo do esforço transversal atuante;

$V_{Rd,c}$ é o valor de cálculo do esforço transversal resistente do betão sem armadura de esforço transversal.

O valor de V_{Ed} é obtido pelas expressões do método de ACI (ver Figura 3.4 e Figura 3.5).

Relativamente à resistência do esforço transversal ($V_{Rd,c}$) é obtido por:

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3}) \times b_w \times d \quad (3.6)$$

Com um mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min}) \times b_w \times d \quad (3.7)$$

Em que:

$C_{Rd,c}$ igual a $0.18/\gamma_c$;

k igual a $1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$, com d em mm;

ρ_l é a taxa de armadura de tração, igual a $\frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0.02$;

A_{sl} é a área de armadura de tração;

f_{ck} é o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade em MPa;

b_w é a menor largura da secção transversal na área tracionada em mm;

Verificação ao esforço rasante

A verificação ao esforço rasante na interface entre betões é efetuada com base no Eurocódigo 2 [13], pela expressão seguinte:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (3.8)$$

Em que:

v_{Edi} é o valor de cálculo da tensão tangencial na junta;

v_{Rdi} é o valor de cálculo da tensão tangencial resistente na junta.

O valor de v_{Edi} é obtido por:

$$v_{Edi} = \frac{\beta \times V_{Ed}}{z \times b_i} \quad (3.9)$$

Em que:

- β é a relação entre o esforço longitudinal na secção de betão novo e o esforço longitudinal total na zona de compressão ou na zona de tração, ambos calculados na secção considerada;
- V_{Ed} é o valor de cálculo do esforço transversal;
- z é o braço do binário da secção composta;
- b_i é a largura da junta.

Relativamente à resistência da tensão tangencial na junta é obtido pela expressão:

$$v_{Rdi} = c \times f_{ctd} + \mu \times \sigma_n + \rho \times f_{yd} \times (\mu \times \text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) \leq 0.5 \times v \times f_{cd} \quad (3.10)$$

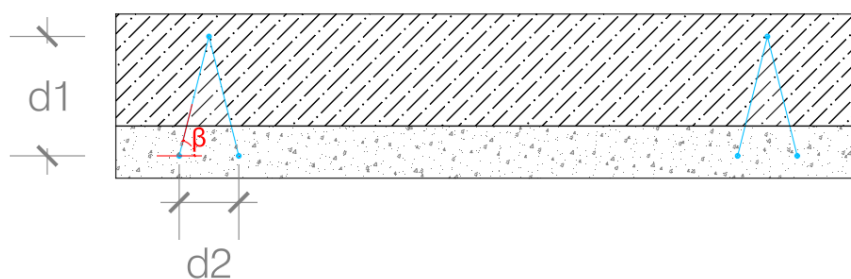
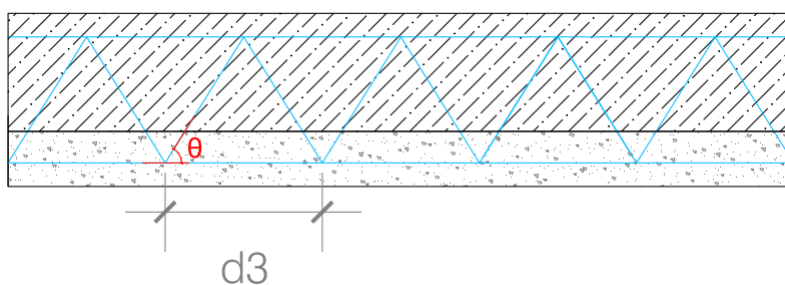
Em que:

- c e μ são os coeficientes que dependem da rugosidade da junta (ver Tabela 3.1), neste caso foi adotado como superfície lisa;
- f_{ctd} é o valor de cálculo da tensão de rotura à tração $= \frac{(\alpha_{ct}=1) \times f_{ctk} 0.05}{\gamma_c}$;
- σ_n é a tensão devida ao esforço normal exterior mínimo na junta, que pode atuar simultaneamente com o esforço transversal, positivo se de compressão, com $\sigma_n < 0.6 f_{cd}$, e negativo se de tração. Quando σ_n é de tração, $c \times f_{ctd}$ deverá ser considerado igual a 0;
- ρ é a taxa de armadura que atravessa a junta $= \frac{A_s}{A_i}$;
- A_s é a área da secção de armaduras que atravessa a junta;
- A_i é a área da junta;
- α é o ângulo real da treliça metálica que deverá ser limitado de modo que $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$;
- v é o coeficiente de redução da resistência $= 0.6 \times (1 - f_{ck}/250)$, (f_{ck} em MPa).

Tabela 3.1 - Valores de c e μ dependente da rugosidade

Rugosidade	c	μ
Muito lisa	0.025	0.5
Lisa	0.2	0.6
Rugosa	0.4	0.7
Indentada	0.5	0.9

O ângulo real da treliça α como é tridimensional, é então obtido através da geometria dos ângulos β e θ dependendo das distâncias $d1$, $d2$ e $d3$ (ver Figura 3.6 e Figura 3.7).

Figura 3.6 - Ângulo β , vista transversalmenteFigura 3.7 - Ângulo θ , vista longitudinalmente

Relativamente à verificação do ELS, foram feitas 3 verificações:

- Controlo da fendilhação;
- Controlo da deformação;
- Limitação de tensões.

Controlo da fendilhação

O controlo da fendilhação consiste em garantir que a largura de fendas não excede os limites estabelecidos:

$$w_k \leq w_{k,lim} \quad (3.11)$$

Em que:

w_k é a largura de fendas;

$w_{k,lim}$ é o valor recomendado de largura de fendas.

O valor de w_k poderá ser calculada pela expressão:

$$w_k = s_{r,max} \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (3.12)$$

Em que:

$s_{r,max}$ é a distância máxima entre fendas;

ε_{sm} é a extensão média da armadura para a combinação de ações considerada, incluindo o efeito das deformações impostas e considerando a contribuição do betão tracionado. Considera-se apenas a extensão de tração que ocorre para além do estado de extensão nula do betão no mesmo nível;

ε_{cm} extensão média no betão entre fendas.

A $s_{r,max}$ consegue-se determinar em função do espaçamento das armaduras:

- Se o espaçamento for menor ou igual a $5 \times \left(c \times \frac{\phi}{2}\right)$, a expressão do $s_{r,max}$ seria:

$$s_{r,max} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times \frac{\emptyset}{\rho_{eff}} \quad (3.13)$$

Em que:

- c é o recobrimento nominal das armaduras longitudinais;
- $\emptyset$ o diâmetro dos varões;
- k₁ é o coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência das armaduras aderentes = 0.8 para varões de alta aderência;
- k₂ é o coeficiente que tem em conta a distribuição das extensões = 0.5 para a flexão;
- k₃ o valor recomendado é 3.4;
- k₄ o valor recomendado é 0.425.

- Quando o espaçamento for superior a $5 \times \left(c \times \frac{\emptyset}{2}\right)$, a expressão do $s_{r,max}$ seria:

$$s_{r,max} = 1.3 \times (h - x) \quad (3.14)$$

Em que:

- h é a altura da secção;
- x é a profundidade da linha neutra de secção.

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ poderá ser calculado pela expressão:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \times \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} \times (1 + \alpha_e \times \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \times \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.15)$$

Em que:

- σ_s é a tensão na armadura de tração admitindo a secção fendilhada;
- α_e é a relação de $\frac{E_s}{E_{cm}}$;
- ρ_{eff} é a taxa de armadura $= \frac{A_s}{A_{c,eff}}$;

k_t é o coeficiente função da duração do carregamento:

$k_t = 0.6$ para ações de curta duração;

$k_t = 0.4$ para ações de longa duração.

$A_{c,eff}$ é a área secção efetiva de betão tracionada que envolve as armaduras para betão armado com uma altura $h_{c,ef}$, em que $h_{c,ef}$ é o menor dos valores $2.5(h-d)$, $(h-x)/3$ ou $h/2$ (ver Figura 3.8).

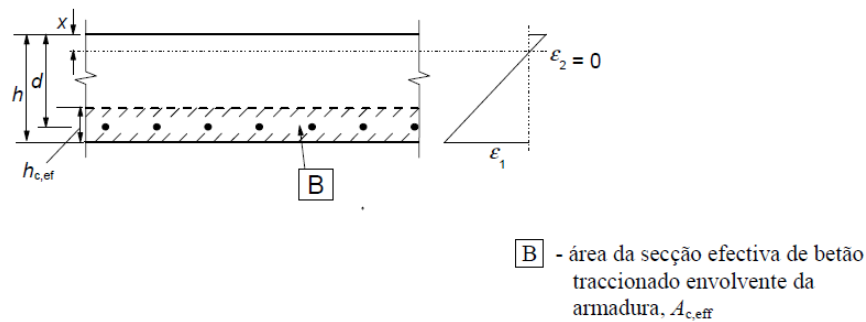


Figura 3.8 - Secção efetiva de betão tracionada da laje [13]

O valor de $w_{k,lim}$ depende da classe da exposição, sendo usual adotar 0.3 mm para lajes.

Controlo da deformação

O controlo da deformação pode ser efetuado por diferentes métodos. Neste trabalho, foi adotado o método simplificado baseado na limitação da relação vão/altura, de acordo com o Eurocódigo 2 [13]:

$$\frac{l}{d} \leq \left(\frac{l}{d}\right)_{lim} \quad (3.16)$$

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{lim} = K \times \left[11 + 1.5 \times \sqrt{f_{ck}} \times \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2 \times \sqrt{f_{ck}} \times \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{3/2} \right] \text{ se } \rho \leq \rho_0 \quad (3.17)$$

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{lim} = K \times \left[11 + 1.5 \times \sqrt{f_{ck}} \times \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \times \sqrt{f_{ck}} \times \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ se } \rho > \rho_0 \quad (3.18)$$

Em que:

$\left(\frac{l}{d}\right)_{lim}$ é o valor limite da relação vão/altura;

K é o coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais (ver Tabela 3.2);

ρ_0 é o valor da taxa de armadura de referência = $10^{-3} \times \sqrt{f_{ck}}$ (f_{ck} em MPa);

ρ é a taxa de armaduras de tração necessária a meio vão (ou no apoio no caso de consolas) para equilibrar o momento devido às ações de cálculo;

ρ' é a taxa de armaduras de compressão necessária a meio vão (ou no apoio no caso de consolas) para equilibrar o momento devido às ações de cálculo;

E os coeficientes de correção são K_{σ_s} , K_t e K_l , em que:

$$K_{\sigma_s} = \frac{310}{\sigma_s};$$

$K_t = 1$, se $b_0/b_w < 3$ (ver Figura 3.9);

$K_t = 0.8$, se $b_0 > 3 b_w$ (ver Figura 3.9);

$K_l = \frac{7}{l_{eff}}$ se $l_{eff} > 7\text{m}$, se $l_{eff} \leq 7$, então $K_l = 1$; onde l_{eff} é o comprimento livre do vão.

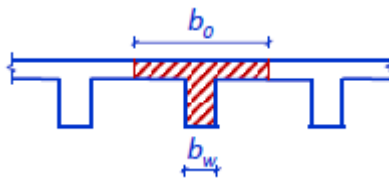


Figura 3.9 - b_0 e b_w [15]

Tabela 3.2 – Valores de K dependendo do sistema estrutural [13]

Sistema estrutural	K
Viga simplesmente apoiada, laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direções	1.0
Vão extremo de uma viga contínua ou de uma laje contínua armada numa direção ou de uma laje armada em duas direções contínua ao longo do lado maior	1.3
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direções	1.5
Laje sem vigas apoiada sobre pilares (laje fungiforme) (em relação ao maior vão)	1.2
Consola	0.4

Limitação de tensões

Nessa verificação, limitam-se as tensões no betão e no aço com o objetivo de controlar a fendilhação e as deformações.

A verificação feita nesta fase é:

- $\sigma_c \leq 0.6 \times f_{ck}$, na combinação característica;
- $\sigma_c \leq 0.45 \times f_{ck}$, na combinação quase-permanente;
- $\sigma_s \leq 0.8 \times f_{yk}$, na combinação característica.

3.3.2 Fase Construtiva

Na fase construtiva, o betão complementar ainda não contribui para a resistência da secção, pelo que a pré-laje deve ser verificada considerando apenas a sua secção pré-fabricada e as treliças metálicas.

É necessário garantir a segurança estrutural nesta fase, nomeadamente o peso próprio da pré-laje e do betão fresco, e admitindo 1 kN/m² de sobrecarga dos trabalhadores, assegurando que a pré-laje e as treliças metálicas não apresentam problemas de rotura, instabilidade ou deformações excessivas.

Nesta fase foi feita a verificação em ELU com 2 verificações, que são:

- Verificação da resistência da armadura superior à força de compressão;
- Verificação da resistência da armadura superior à encurvadura.

Verificação da resistência da armadura superior à força de compressão

A verificação da resistência da armadura superior é calculada com a seguinte expressão:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} \quad (3.19)$$

Em que:

N_{Ed} é a força de compressão $= \frac{M_{Ed}}{z}$;

M_{Ed} é o momento atuante na situação provisória considerando os apoios intermédios proporcionados pelas escoras;

z é o braço da armadura inferior à armadura superior;

$N_{c,Rd}$ é a força de compressão resistente da armadura superior $= \frac{A_s \times f_{yd}}{\gamma_{M0}}$;

γ_{M0} é o coeficiente parcial de segurança = 1.00.

Verificação da resistência da armadura superior à encurvadura

A verificação da resistência da armadura superior à encurvadura é verificada com as seguintes expressões:

$$N_{Ed} \leq N_{bh,Rd} \quad (3.20)$$

$$N_{Ed} \leq N_{bv,Rd} \quad (3.21)$$

Em que:

N_{Ed} é a força de compressão;

$N_{bh,Rd}$ é a resistência à encurvadura do elemento comprimido devido à rigidez horizontal das treliças;

$N_{bv,Rd}$ é a resistência à encurvadura do elemento comprimido devido à rigidez vertical das treliças.

O valor de $N_{bh,Rd}$ e $N_{bv,Rd}$ são obtidos de acordo com o Eurocódigo 3 [16] por:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times A_s \times f_{yd}}{\gamma_{M1}} \quad (3.22)$$

Em que:

χ é o coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante;

A_s é a área da armadura superior da treliça;

γ_{M1} é o coeficiente parcial de segurança = 1.00.

O coeficiente χ é obtido pela expressão:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \text{ mas } \chi \leq 1.0 \quad (3.23)$$

Em que:

$$\Phi = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\lambda - 0.2) + \lambda^2];$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A_s \times f_{yd}}{N_{cr}}};$$

α é o fator da imperfeição (ver Tabela 3.4);

N_{cr} é o valor crítico do esforço normal associado ao modo da encurvadura elástica relevante, baseado nas propriedades da secção transversal bruta.

Tabela 3.3 - Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal [16]

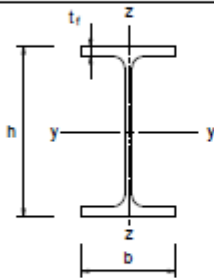
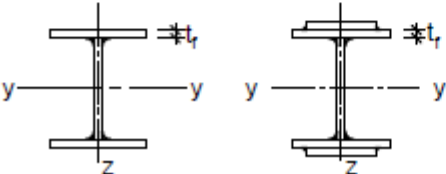
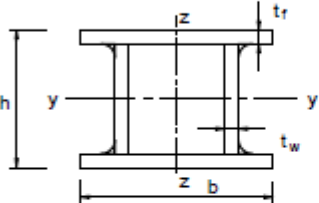
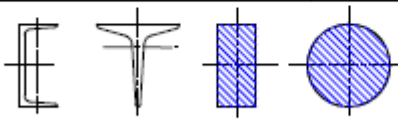
Secção transversal		Limites		Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
					S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b	a ₀ a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c
Perfis I soldados		$t_f \leq 40 \text{ mm}$		y-y z-z	b c	b c
		$t_f > 40 \text{ mm}$		y-y z-z	c d	c d
Secções tubulares		acabadas a quente		qualquer	a	a ₀
		enformadas a frio		qualquer	c	c
Secções em caixão soldadas		em geral (excepto como abaixo indicado)		qualquer	b	b
		soldaduras espessas: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$		qualquer	c	c
Perfis U, T e secções cheias				qualquer	c	c
Cantoneiras				qualquer	b	b

Tabela 3.4 - Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura [16]

Curva de encurvadura	a ₀	a	b	c	d
Fator de imperfeição α	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

O valor de N_{cr} é calculado usando a fórmula simplificada de carga crítica em Winkler, dado pela seguinte expressão:

$$N_{cr} = 2 \times \sqrt{k \times EI} \quad (3.24)$$

em que:

k é a rigidez das barras diagonais das treliças, verticalmente e horizontalmente;

EI é a rigidez da flexão da armadura superior da treliça.

O valor de k , neste caso, é determinado através de uma modelação simplificada das treliças metálicas no Autodesk Robot, considerando-as como elementos de barras diagonais articuladas nas extremidades. Para o efeito, são aplicadas forças nas direções vertical e horizontal, sendo posteriormente avaliados os respetivos deslocamentos.

A partir dos deslocamentos obtidos, é possível determinar a rigidez equivalente das treliças nas direções vertical e horizontal.

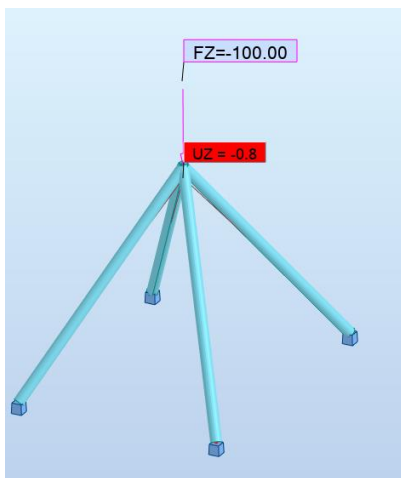


Figura 3.10 - Rigidez das barras diagonais (direção vertical)

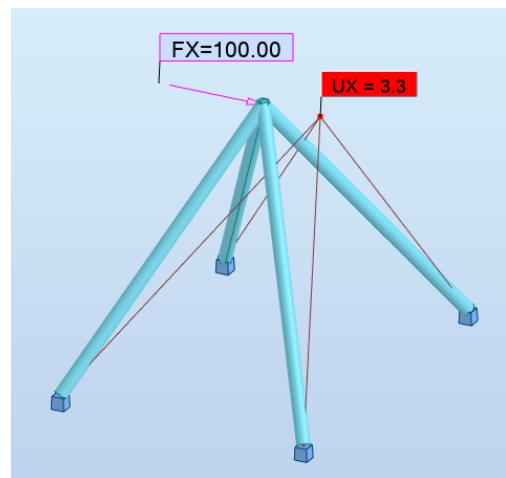


Figura 3.11 - Rigidez das barras diagonais (direção horizontal)

Relativamente à verificação em ELS, é necessário garantir que a camada da pré-laje não apresenta fendilhação durante a fase construtiva e que as deformações se mantêm dentro dos limites admissíveis.

Nesta fase, a verificação em ELS é realizada de forma idêntica à fase definitiva, considerando:

- Controlo da fendilhação;
- Controlo da deformação;
- Limitação de tensões.

Controlo da fendilhação

No controlo da fendilhação, deve garantir-se que o betão não apresenta fendilhação durante a fase construtiva, de modo a preservar a inércia da secção e assegurar um comportamento adequado na fase definitiva. Neste case, o controlo é efetuado através da seguinte expressão:

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd} \quad (3.25)$$

Em que:

N_{Ed} é a força de tração $= \frac{M_{Ed}^+}{z}$;

$N_{t,Rd}$ é a força de tração resistente do betão da pré-laje (sem a contribuição da armadura)
 $= A_c \times f_{ctk,0.05}$;

$f_{ctk,0.05}$ é o valor característico da força de tração do betão.

Controlo da deformação

No controlo da deformação, a verificação é realizada com recurso ao software Autodesk Robot, no qual são modeladas as treliças metálicas e a pré-laje na fase construtiva, ou seja, sem a camada superior. No entanto, são consideradas as ações atuantes nesta fase, nomeadamente o peso do betão fresco e a sobrecarga de execução associado.

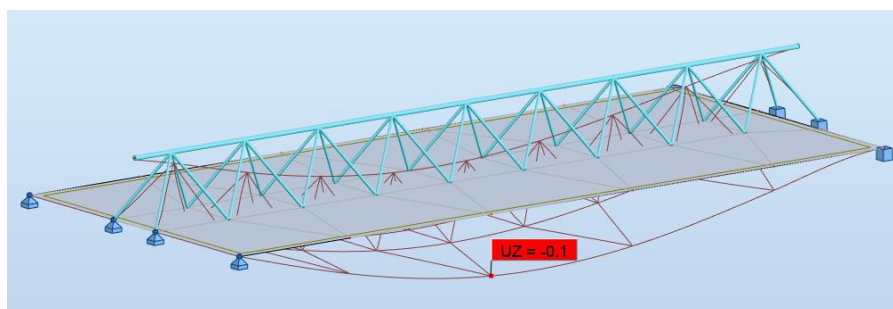


Figura 3.12 - Deformação na fase construtiva de um vão em Robot

Deve, assim, garantir-se que a deformação máxima se mantém dentro dos limites admissíveis, de acordo com a seguinte expressão:

$$\delta \leq L/250 \quad (3.26)$$

Em que:

δ é a deformação da pré-laje (retirada no Robot, ver Figura 3.12);

L é o vão da pré-laje na fase construtiva.

Limitação de tensões

A verificação de tensões feita nesta fase é efetuada através das seguintes condições:

- $\sigma_c \leq 0.6 \times f_{ck}$;
- $\sigma_c \leq 0.45 \times f_{ck}$;
- $\sigma_s \leq 0.8 \times f_{yk}$.

3.3.3 Exemplos de aplicação

Foram realizados vários testes de aplicação na ferramenta desenvolvida pelo autor no Microsoft Excel, considerando seis condições distintas: pré-laje maciça com três condições de apoios diferentes e pré-laje aligeirada também com três condições de apoios distintas.

Os vãos, materiais e as cargas considerados encontram-se de acordo com a tabela apresentada abaixo:

Tabela 3.5 - Vãos, materiais e cargas considerados

Vão, materiais e cargas		
$L =$	7 e 9	m
$f_{ck} =$	30	Mpa
$f_{yk} =$	500	Mpa
RCP =	3	kN/m ²
Sob =	2	kN/m ²
$\Psi_2 =$	0.3	

Pré-laje maciça

Na pré-laje maciça, foram analisados três exemplos correspondentes às seguintes condições: simplesmente apoiada, vão extremo e vão interno.

- Pré-laje simplesmente apoiada

A solução obtida, de acordo com a ferramenta de cálculo, encontra-se apresentada na tabela e as figuras seguintes:

Tabela 3.6 - Solução da pré-laje simplesmente apoiada

Pré-laje			Trelças			Escoramento	
h total =	28	cm	ø sup trelça	10		Nº de escoras:	3
h pré-laje =	7	cm	ø diag trelça	6		// de escoras	1.75 m
h betão <i>in-situ</i> =	21	cm	d1 =	0.15	m		
ø inferior	12	//	d2 =	0.1	m		
			d3 =	0.2	m		

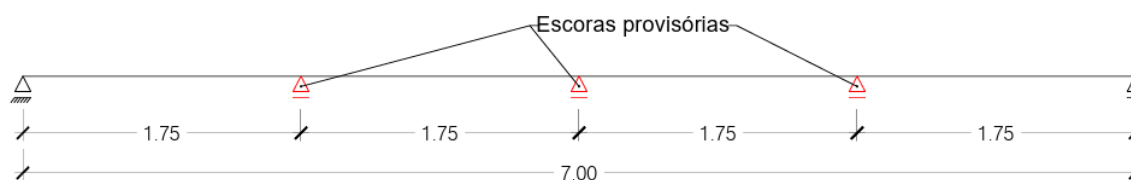


Figura 3.13 - Esquema estrutural na fase provisória

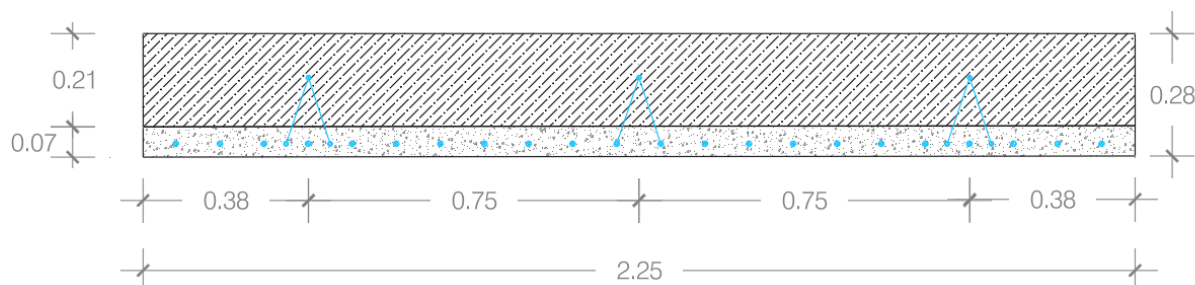


Figura 3.14 - Solução da pré-laje maciça simplesmente apoiada

- Vão extremo de uma pré-laje com dois vãos iguais

Tabela 3.7 - Solução da pré-laje de vão extremo

Pré-laje			Trelças		Escoramento	
h total =	22	cm	ø sup trelça	10	Nº de escoras:	6
h pré-laje =	6	cm	ø diag trelça	6	// de escoras	1.75 m
h betão <i>in-situ</i> =	16	cm	d1 =	0.15	m	
ø inferior	12	//	0.10	d2 =	0.1	m
ø superior	12	//	0.10	d3 =	0.2	m

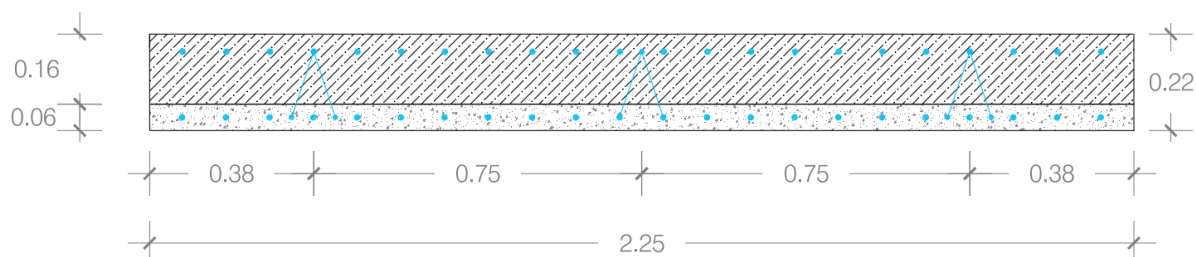


Figura 3.15 - Solução da pré-laje maciça de vão extremo

- Vão interno de uma pré-laje com 3 vãos iguais

Tabela 3.8 - Solução da pré-laje de vão interno

Pré-laje			Trelças			Escoramento	
h total =	18	cm	ø sup trelça	10		Nº de escoras:	9
h pré-laje =	6	cm	ø diag trelça	6		// de escoras	1.75 m
h betão <i>in-situ</i> =	12	cm	d1 =	0.12	m		
ø inferior	12	//	0.125	d2 =	0.125	m	
ø superior	12	//	0.100	d3 =	0.2	m	

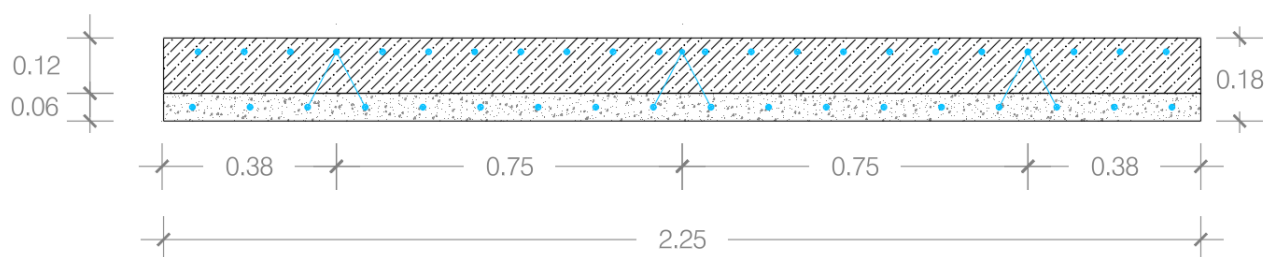


Figura 3.16 - Solução da pré-laje maciça de vão interno

Pré-laje aligeirada

Relativamente à pré-laje aligeirada, foi analisado um exemplo considerando as mesmas cargas da pré-laje maciça, mas com um vão de 9 m. Optou-se por não colocar a armadura transversal nas nervuras pelo que se tornou necessários usar bandas de emaciamento na vizinhança dos apoios.

- Pré-laje simplesmente apoiada

Tabela 3.9 – Solução aligeirada simplesmente apoiada

Pré-laje			Trelças			Escoramento	
h total =	42	cm	// de trelças	0.6	m	Nº de escoras:	3
h pré-laje =	6	cm	Ø sup trelça	10		// de escoras	2.25 m
h betão <i>in-situ</i> =	36	cm	Ø diag trelça	8			
h EPS	30	cm	d1 =	0.15	m		
l EPS	40	cm	d2 =	0.1	m		
c EPS	100	cm	d3 =	0.2	m		
Ø inferior	12	//	0.10				
zona maciça ≥	0.82	m					

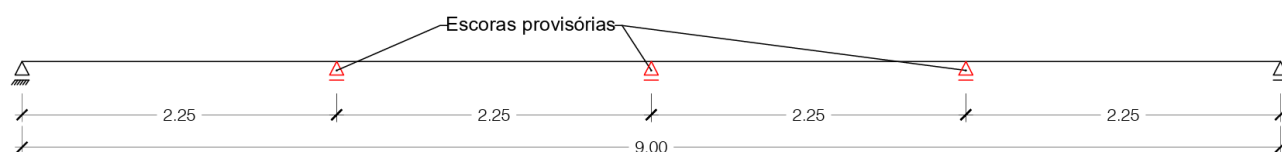


Figura 3.17 - Esquema estrutural na fase provisória

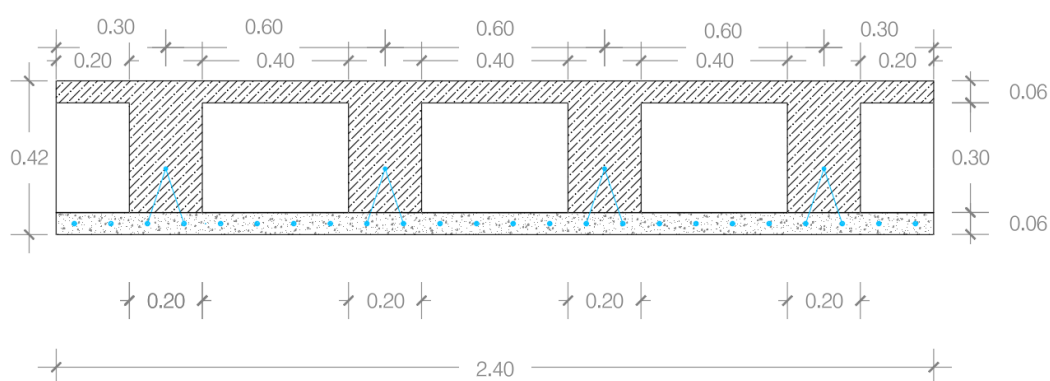


Figura 3.18 - Pré-laje aligeirada simplesmente apoiada

- Vão extremo de uma pré-laje com dois vãos iguais

Tabela 3.10 - Solução aligeirada de vão extremo

Pré-laje			Trelças			Escoramento	
h total =	37	cm	// de trelças	0.6	m	Nº de escoras:	3
h pré-laje =	6	cm	Ø sup trelça	1		// de escoras	2.25 m
h betão <i>in-situ</i> =	31	cm	Ø diag trelça	8			
h EPS	25	cm	d1 =	0.15	m		
l EPS	40	cm	d2 =	0.15	m		
c EPS	100	cm	d3 =	0.2	m		
Ø inferior	12	//	0.150				
Ø superior	16	//	0.100				
zona maciça ≥	1.09	m					

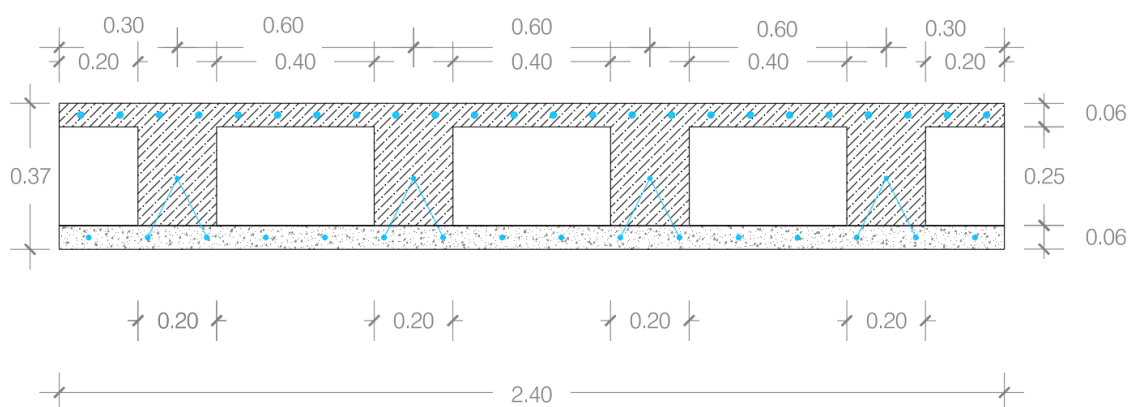


Figura 3.19 - Solução da pré-laje aligeirada de vão extremo

- Vão interno de uma pré-laje com 3 vãos iguais

Tabela 3.11 - Solução aligeirada de vão interno

Pré-laje			Trelças			Escoramento	
h total =	37	cm	// de trelças	0.6	m	Nº de escoras:	3
h pré-laje =	6	cm	Ø sup trelça	1		// de escoras	2.25 m
h betão <i>in-situ</i> =	31	cm	Ø diag trelça	8			
h EPS	25	cm	d1 =	0.15	m		
I EPS	40	cm	d2 =	0.15	m		
c EPS	100	cm	d3 =	0.2	m		
Ø inferior	10	// 0.150					
Ø superior	16	// 0.100					
zona maciça ≥	1.09	m					

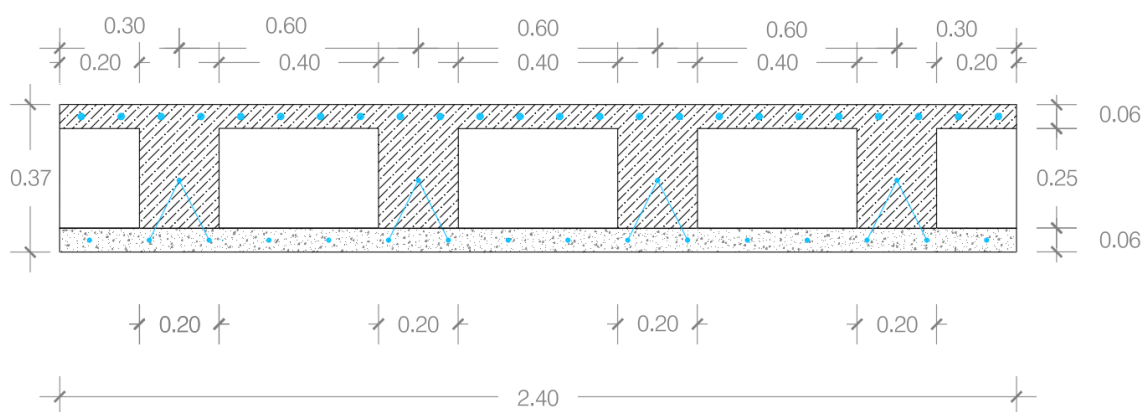


Figura 3.20 - Solução da pré-laje aligeirada de vão interno

4

PAINÉIS DE PAREDE DUPLA E PAINÉIS SANDWICH

4.1 INTRODUÇÃO

A crescente procura por soluções construtivas mais eficientes, sustentáveis e industrializadas tem impulsionado o desenvolvimento e a aplicação de elementos pré-fabricados em betão armado. Entre estes elementos, os painéis de parede dupla e os painéis sandwich destacam-se pela sua elevada capacidade de industrialização, rapidez de execução e melhoria do desempenho global dos edifícios, tanto a nível estrutural como térmico.

Os painéis de parede dupla consistem, geralmente, em duas lâminas de betão pré-fabricado interligadas através das treliças metálicas, formando um elemento parcialmente pré-fabricado. Após a sua montagem em obra, o espaço intermédio é preenchido com betão moldado *in-situ*, originando um elemento monolítico com elevada resistência e rigidez estrutural. Este sistema permite reduzir significativamente os trabalhos de cofragem e o tempo de execução em obra, mantendo simultaneamente um elevado controlo de qualidade associado ao fabrico industrial.

Por outro lado, os painéis sandwich são constituídos por duas camadas de betão separadas por uma camada intermédia de isolamento térmico, normalmente em poliestireno expandido (EPS). Estes painéis podem desempenhar funções estruturais ou apenas de envolvente, dependendo da solução adotada. A principal vantagem deste sistema reside na sua capacidade de integrar desempenho estrutural e eficiência térmica num único elemento construtivo, contribuindo para a redução das perdas energéticas e para a melhoria do conforto térmico dos edifícios.

A utilização destes sistemas tem vindo a aumentar significativamente na construção habitacional, industrial e comercial, particularmente em países europeus onde a industrialização da construção apresenta maior desenvolvimento. Em Portugal, embora a utilização de elementos pré-fabricados esteja historicamente mais associada a edifícios industriais e logísticos, verifica-se atualmente um crescimento da aplicação destes sistemas em edifícios habitacionais e de serviços, motivado pela necessidade de reduzir prazos de construção, melhorar a qualidade de execução e aumentar a sustentabilidade das soluções construtivas.

Além das vantagens construtivas e funcionais, os painéis de parede dupla e sandwich apresentam também desafios associados ao seu dimensionamento, comportamento estrutural, ligações e transporte. O desempenho destes elementos depende significativamente do tipo de ligação entre camadas, das condições de apoio e das ações a que estão sujeitos durante as diferentes fases da sua vida útil, incluindo fabrico, transporte, montagem e utilização em serviço.

4.2 PAINÉIS DE PAREDE DUPLA

4.2.1 Constituição do sistema

Os painéis de parede dupla são constituídos pelas 3 camadas distintas. As camadas exteriores correspondem a duas lâminas de betão pré-fabricado, interligadas através de treliças metálicas, responsáveis pela estabilidade inicial do elemento durante as fases de transporte, elevação e montagem. Estas lâminas exteriores funcionam simultaneamente como elemento resistente e como cofragem para a betonagem da camada interior.

A camada intermédia é posteriormente betonada *in-situ* após a montagem dos painéis em obra, sendo complementada com armaduras adicionais responsáveis por assegurar as ligações monolíticas entre parede, fundações e lajes.

As lâminas de betão pré-fabricado apresentam, geralmente, espessuras compreendidas entre 6 a 7 cm, enquanto a espessura da camada interior varia normalmente entre 8 a 20 cm, dependendo das exigências estruturais do edifício.

As lajes mais frequentemente utilizadas em conjunto com este sistema são as pré-lajes, abordadas no capítulo anterior, permitindo uma maior compatibilização construtiva e continuidade estrutural entre os diferentes elementos pré-fabricados.

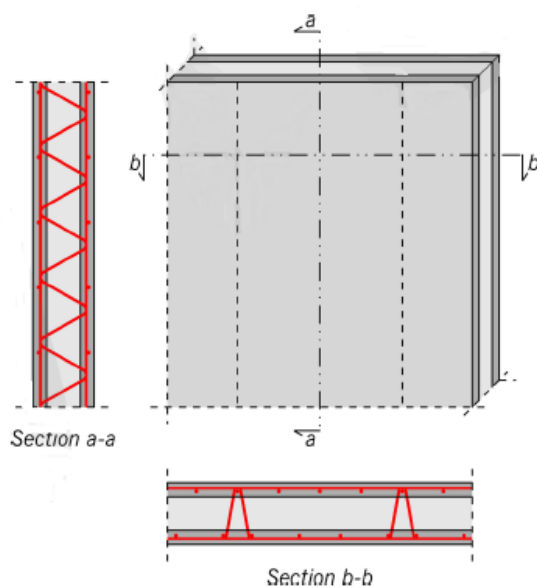


Figura 4.1 - Parede dupla [17]

4.2.2 Processo construtivo

O processo construtivo das paredes duplas inicia-se em fábrica, de forma semelhante ao processo de fabrico das pré-lajes. Inicialmente, é betonada uma das lâminas exteriores juntamente com as treliças metálicas. Após a cura do betão, o elemento é rodado aproximadamente 180°, permitindo a execução da segunda lâmina exterior do painel.

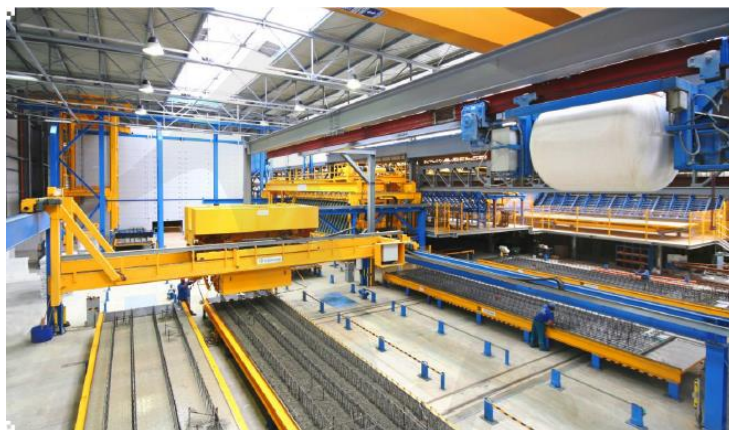


Figura 4.2 - Produção de paredes duplas e pré-lajes [17]



Figura 4.3 - Rotação da camada já curada para a execução da segunda camada [17]

Após a conclusão do fabrico, os painéis são transportados para obra em posição vertical, recorrendo a estruturas metálicas de suporte que garantem estabilidade e segurança durante o transporte.



Figura 4.4 - Parede dupla montada em caixa metálica de transporte [17]



Figura 4.5 – Paredes duplas transportadas verticalmente [17]

Em obra, a montagem das paredes duplas inicia-se após a execução das fundações e das lajes do piso térreo. Os painéis são posicionados com auxílio de gruas e estabilizados temporariamente através de escoras metálicas laterais.

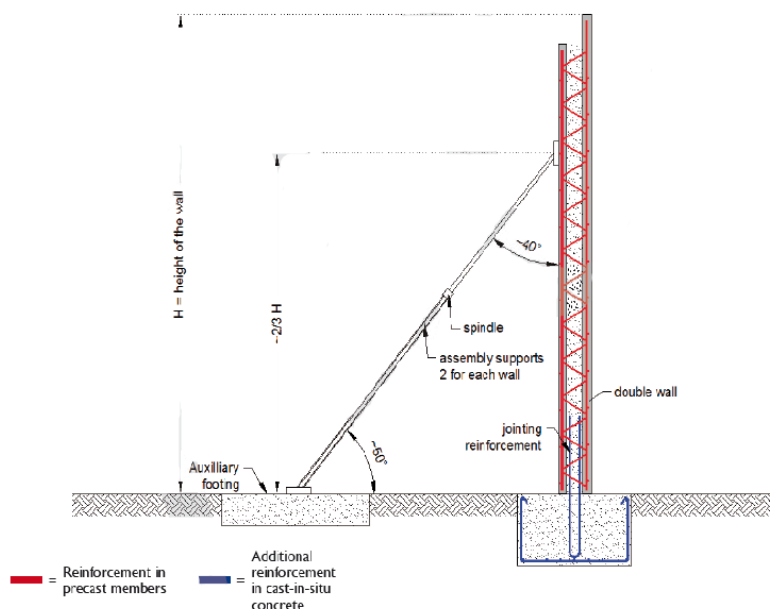


Figura 4.6 - Montagem de parede dupla no piso térreo com escoramento lateral [18]

Posteriormente, são montadas as pré-lajes e os respectivos escoramentos provisórios. Após esta etapa, procede-se à colocação das armaduras complementares necessárias às ligações estruturais entre elementos, sendo finalmente betonadas *in-situ* a camada interior das paredes duplas e a camada superior das pré-lajes.

4.2.3 Comportamento estrutural

O comportamento estrutural das paredes duplas tem sido amplamente estudado nos últimos anos, particularmente no âmbito da sua aplicação em edifícios localizados em zonas de elevada sismicidade. Uma das principais preocupações associadas a este tipo de sistema prende-se com a capacidade das ligações entre os elementos pré-fabricados garantirem uma resposta estrutural semelhante à de uma parede de betão armado moldada *in-situ*.

Diversos estudos experimentais demonstram que, quando adequadamente concebidas e executadas, as paredes duplas podem apresentar um comportamento estrutural muito próximo do observado em paredes monolíticas. A betonagem *in-situ* do núcleo central e das zonas de ligação permite assegurar a continuidade estrutural entre os painéis pré-fabricados, promovendo uma transferência eficaz dos esforços e reduzindo os efeitos de descontinuidade associados às juntas.

Um estudo experimental desenvolvido por Jiang et al. [19] avaliou o comportamento sísmico de paredes duplas pré-fabricadas de betão sujeitas a carregamentos cíclicos reversos, simulando a ação de sismos. Foram ensaiadas 6 paredes, com as seguintes características:

- RCW1 – Parede moldada *in-situ*, sujeita a carga axial baixa;
- RCW2 – Parede moldada *in-situ*, sujeita a carga axial elevada;
- PCWS1 – Parede dupla, com comprimento de sobreposição da armadura suplementar de 100mm e carga axial baixa;
- PCWS2 – Parede dupla, com comprimento de sobreposição da armadura suplementar de 200mm e carga axial baixa;
- PCWS3 – Parede dupla, com comprimento de sobreposição da armadura suplementar de 100mm e carga axial elevada;
- PCWS4 – Parede dupla, com comprimento de sobreposição da armadura suplementar de 200mm e carga axial elevada.

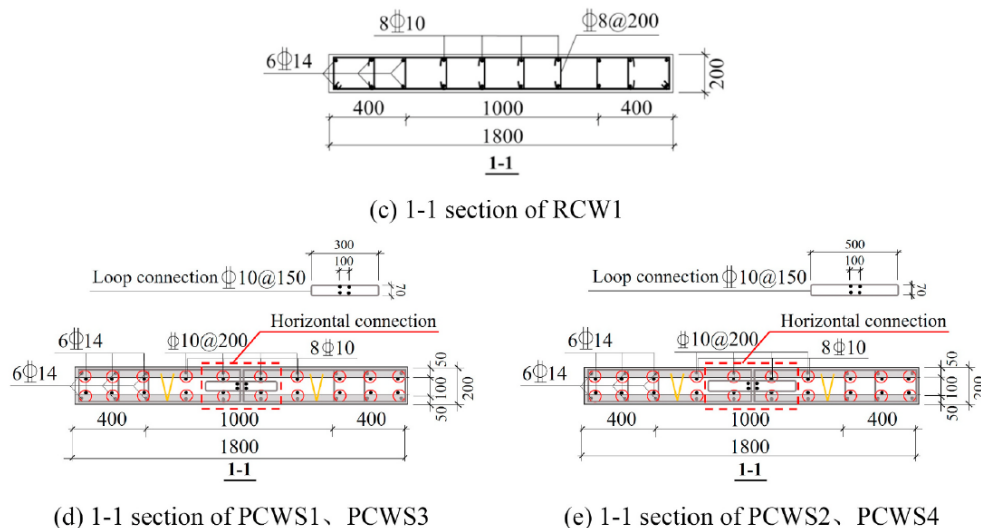


Figura 4.7 - Secções transversais da parede moldada *in-situ* e parede dupla [19]

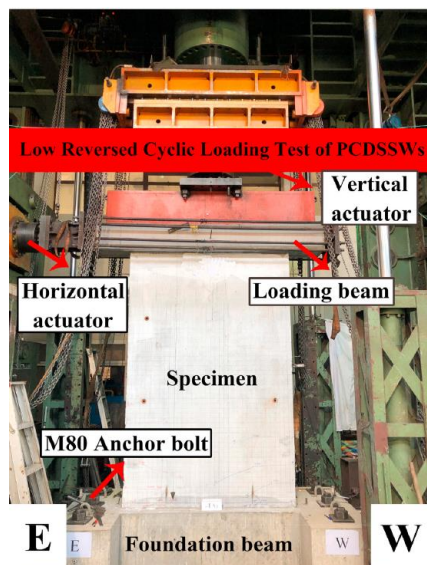
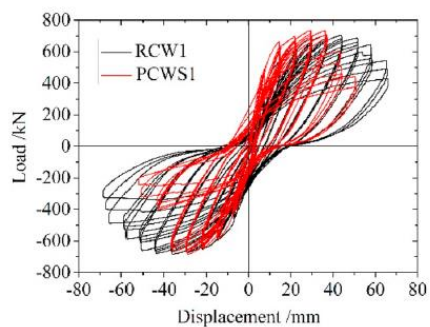
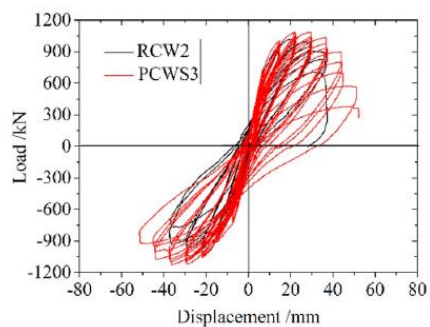


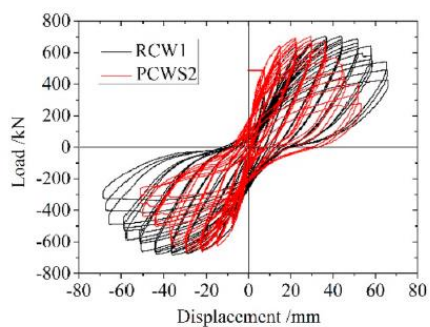
Figura 4.8 - Ensaio de carga para a parede dupla [19]



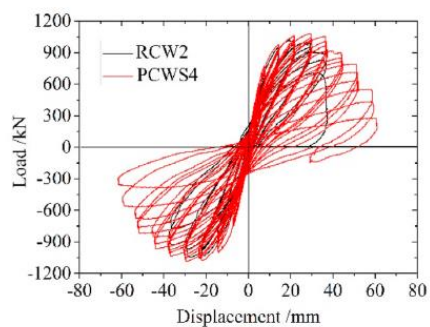
(a) PCWS1



(b) PCWS3



(c) PCWS2



(d) PCWS4

Figura 4.9 - Curva histerética [19]

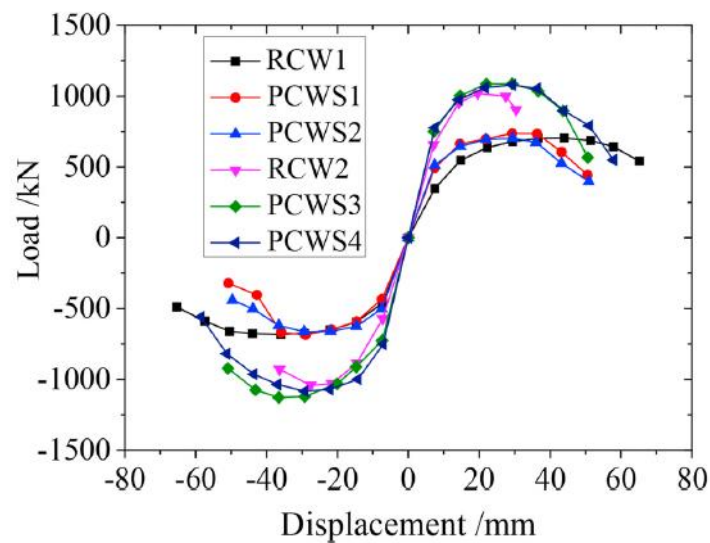


Figura 4.10 - Envoltentes das curvas histeréticas [19]

Os resultados obtidos demonstraram que as paredes duplas apresentaram padrões de fissuração, resistência, ductilidade e capacidade de dissipação de energia semelhantes aos observados em paredes equivalentes moldadas *in-situ*. Verificou-se igualmente que as juntas mantiveram a sua integridade ao longo dos ensaios, não ocorrendo separações significativas entre os diferentes segmentos da parede.

De uma forma geral, os resultados disponíveis na literatura indicam que as paredes duplas pré-fabricadas podem ser concebidas de modo a apresentar um comportamento estrutural equivalente ao de paredes moldadas *in-situ*, garantindo níveis adequados de resistência, rigidez, ductilidade e dissipação de energia. Desta forma, este sistema constitui uma solução particularmente atrativa para edifícios de habitação, combinando as vantagens associadas à pré-fabricação, como a redução dos tempos de execução, o aumento do controlo de qualidade e a racionalização dos processos construtivos, com um desempenho estrutural compatível com as exigências regulamentares aplicáveis às zonas sísmicas.

4.2.4 Vantagens e limitações

Os painéis de parede dupla apresentam diversas vantagens no contexto da construção pré-fabricada, destacando-se principalmente pela rapidez de execução, qualidade de fabrico e redução de mão de obra.

Uma das principais vantagens deste sistema, de ponto de vista estrutural, reside na capacidade das ligações assegurarem comportamento monolítico da estrutura, reduzindo os deslocamentos relativos entre pisos (“drifts”) e aumentando a rigidez global do edifício [18].

De acordo com Martins et al. [20], o tempo de execução de sistemas paredes pré-fabricadas consomem menos cerca de 40% de tempo de execução comparados com a construção tradicional. Para além disso, como as lâminas exteriores de betão são pré-fabricadas, elimina-se a necessidade de cofragens convencionais, contribuindo para uma maior produtividade e redução dos prazos de execução.

Outra vantagem importante relaciona-se com a rapidez de montagem. Os painéis chegam à obra praticamente concluídos, necessitando apenas de posicionamento, escoramento temporário e betonagem complementar. Este fator possibilita reduzir significativamente os prazos globais da construção, tornando o sistema particularmente vantajoso em projetos de grande dimensão ou com calendários de execução reduzidos.

O controlo de qualidade associado ao processo de fabrico industrial constitui igualmente uma vantagem relevante. A produção em fábrica permite maior rigor, melhor controlo da resistência do betão, posicionamento mais preciso das armaduras e redução de defeitos associados às condições ambientais presentes em obra. Consequentemente, os elementos apresentam maior uniformidade e melhor acabamento superficial.

Outra vantagem relevante relaciona-se com a redução do peso próprio dos elementos durante a fase de transporte, elevação e montagem. Comparativamente às paredes maciças moldadas integralmente na fábrica, os painéis de parede dupla apresentam menor massa própria antes da betonagem do núcleo interior, facilitando as operações de elevação e posicionamento em obra.

Apesar das vantagens apresentadas, este sistema possui também algumas limitações e desafios técnicos. Um dos principais aspetos condicionantes está relacionado com o transporte e manuseamento dos elementos pré-fabricados. Devido às suas dimensões e peso, os painéis exigem equipamentos específicos de transporte, podendo existir limitações logísticas associadas às acessibilidades da obra ou às dimensões máximas permitidas para transporte rodoviário.

Outra limitação importante prende-se com o facto de este sistema não ser totalmente pré-fabricado, sendo ainda necessária a colocação de armaduras complementares e a betonagem in situ do núcleo interior das paredes.

4.2.5 Ligações entre painéis

As ligações entre painéis constituem um dos aspetos mais importantes no desempenho estrutural dos sistemas de parede dupla pré-fabricada. Estas ligações são responsáveis pela transmissão de esforços entre elementos, pela garantia de continuidade estrutural e pela estabilidade global da estrutura durante as diferentes fases de construção e utilização. O correto dimensionamento e execução das ligações influenciam diretamente a resistência, rigidez, durabilidade e comportamento sísmico da estrutura.

Nos sistemas de parede dupla, as ligações podem ser classificadas em ligações verticais e horizontais, dependendo da posição relativa entre os elementos conectados. Adicionalmente, existem ligações específicas entre painéis e outros elementos estruturais, como fundações e lajes.

4.2.5.1 Ligações verticais

As ligações verticais ocorrem entre painéis adjacentes colocados lado a lado perpendicularmente e têm como principal função assegurar a continuidade estrutural e a transmissão de esforços verticais e horizontais. Estas ligações são frequentemente realizadas através de armaduras longitudinais montadas na obra, complementadas por estribos que formam anéis retangulares responsáveis pelo confinamento e continuidade estrutural da junta. Após a montagem e escoramento dos painéis, procede-se à betonagem da parte interior da parede, garantindo o comportamento monolítico do conjunto estrutural.

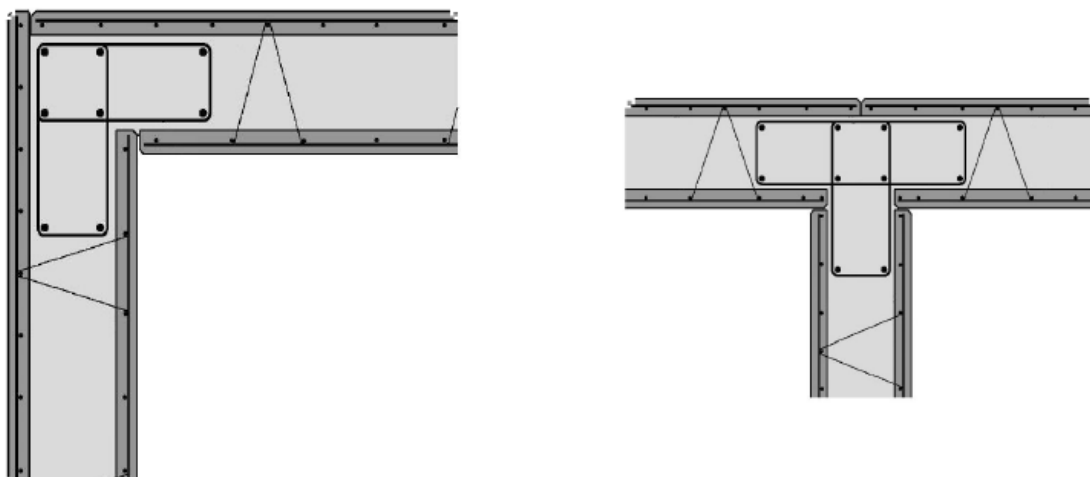


Figura 4.11 - Ligações verticais de parede dupla [17]

4.2.5.2 Ligações horizontais

As ligações horizontais ocorrem geralmente nas zonas de transição entre pisos, onde se estabelecem simultaneamente as ligações entre as paredes duplas e as pré-lajes.

Numa primeira fase, a pré-laje é apoiada sobre o painel inferior e ligada através das armaduras complementares responsáveis pela resistência aos momentos negativos, sendo estas armaduras devidamente amarradas às armaduras do painel inferior. Posteriormente, procede-se à betonagem da camada superior da pré-laje e da zona interior da parede dupla.

Após a cura do betão, realiza-se a ligação horizontal entre os painéis sobrepostos em altura. Estas ligações são executadas através de armaduras salientes do painel inferior, permitindo a continuidade estrutural entre elementos consecutivos.

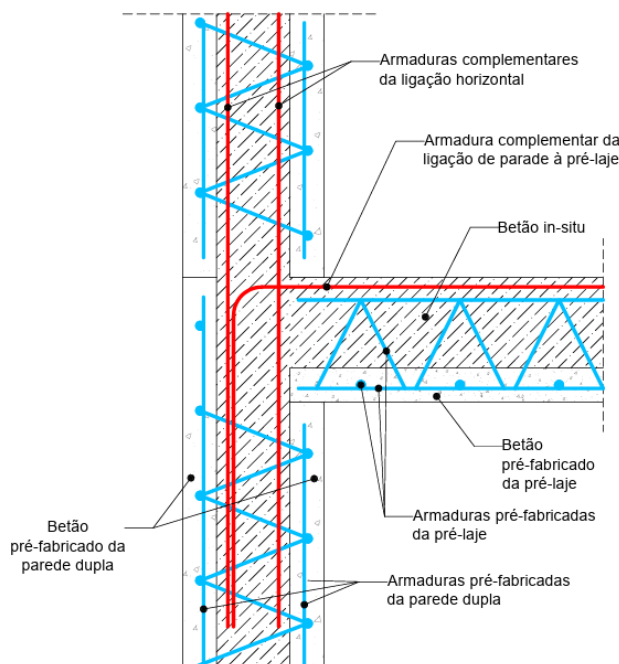


Figura 4.12 - Ligação horizontal da parede dupla e da pré-laje

4.2.5.3 Ligação da Parede Dupla à Fundação

A ligação entre os painéis e as fundações desempenha igualmente um papel fundamental no comportamento estrutural do edifício. Normalmente, esta ligação é realizada através da inserção de armaduras de espera provenientes da fundação, posteriormente integradas no núcleo interior da parede dupla.

Após a betonagem da zona interior do painel, obtém-se uma ligação monolítica entre parede e fundação, assegurando a transmissão dos esforços verticais e horizontais para a estrutura de fundação.

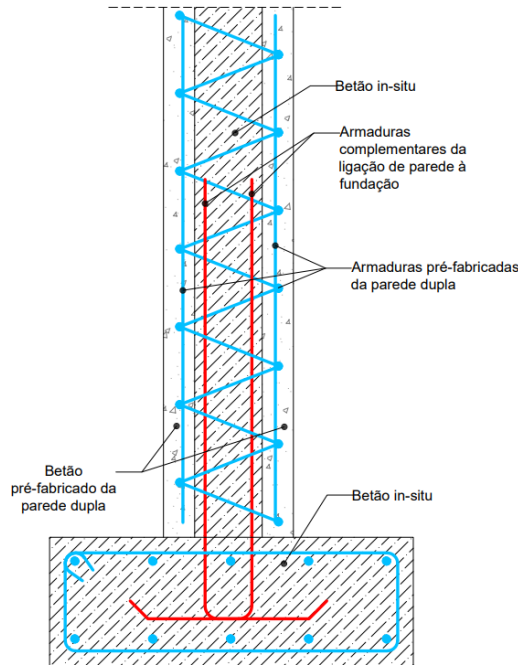


Figura 4.13 - Ligação da parede dupla à fundação

4.3 PAINÉIS SANDWICH

4.3.1 Constituição do painel sandwich

Os painéis sandwich constituem uma das soluções mais utilizadas na construção pré-fabricada moderna, particularmente em edifícios que exigem simultaneamente desempenho estrutural, eficiência térmica e rapidez construtiva. Este tipo de elemento caracteriza-se pela integração de diferentes camadas com funções específicas, formando um sistema construtivo capaz de responder às exigências funcionais e energéticas atualmente impostas ao setor da construção.

De forma geral, os painéis sandwich são compostos por duas camadas exteriores de betão, separadas por uma camada intermédia de isolamento térmico. A camada interior desempenha normalmente funções estruturais, enquanto a camada exterior assegura proteção e acabamento arquitetónico. Entre ambas se encontra o material isolante, responsável pela melhoria do comportamento térmico e acústico do elemento.



Figura 4.14 - Painei Sandwich

4.3.2 Comportamento estrutural

O comportamento estrutural dos painéis sandwich depende essencialmente da interação entre as diferentes camadas que constituem o elemento e da capacidade dos conectores em transmitir esforços entre elas.

O comportamento estrutural destes painéis pode ser classificado em três categorias principais: comportamento não compósito, parcialmente compósito e totalmente compósito.

Nos painéis de comportamento não compósito, as duas camadas de betão atuam praticamente de forma independente, existindo reduzida transmissão de esforços de corte entre elas. Neste caso, a camada estrutural interior suporta a ações aplicadas, enquanto a camada exterior funciona essencialmente como revestimento arquitetónico. Este tipo de comportamento ocorre quando os conectores apresentam baixa rigidez ou reduzida capacidade de transferência de esforços.

Nos painéis parcialmente compósito existe alguma colaboração estrutural entre as duas camadas de betão devido à presença de conectores capazes de transmitir parte dos esforços de corte. Como resultado, ambas as camadas contribuem para a resistência global do painel, aumentando a rigidez e reduzindo as deformações relativamente ao comportamento não compósito.

Por sua vez, nos painéis totalmente compósitos, as duas camadas de betão comportam-se estruturalmente como um único elemento monolítico. Neste caso, os conectores possuem elevada rigidez e capacidade resistente, assegurando transferência praticamente total dos esforços de corte entre as faces do painel. O comportamento compósito permite maximizar a rigidez à flexão e aumentar significativamente a capacidade resistente do elemento.

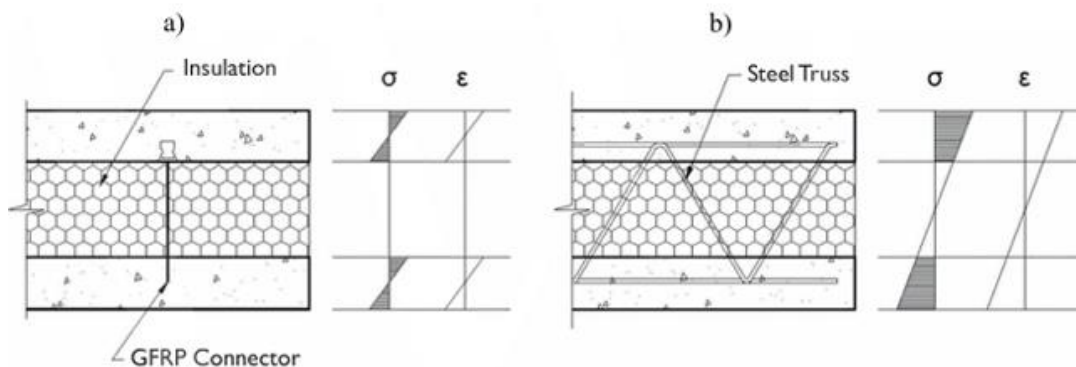


Figura 4.15 - Comportamento não compósito e compósito do painel sandwich [21]

4.3.3 Vantagens e limitações

Os painéis sandwich apresentam diversas vantagens que justificam a sua crescente utilização na construção pré-fabricada, particularmente em edifícios que exigem elevado desempenho térmico, rapidez construtiva e elevado grau de industrialização. A combinação entre resistência estrutural, isolamento térmico e acabamento integrado num único elemento permite otimizar o processo construtivo.

Uma das principais vantagens deste sistema está relacionada com a eficiência térmica. A presença de uma camada contínua de isolamento incorporada no painel reduz significativamente as perdas de calor através da envolvente, contribuindo para a melhoria do desempenho energético dos edifícios. Esta característica permite diminuir os consumos associados aos sistemas de climatização e facilitar o cumprimento das exigências regulamentares relativas à eficiência energética.

Além do desempenho térmico, os painéis sandwich apresentam também elevada rapidez de execução em obra. Como os elementos são produzidos em fábrica e chegam à obra praticamente concluídos, o tempo necessário para montagem é significativamente reduzido quando comparado com soluções tradicionais. Esta redução dos prazos de construção conduz igualmente à diminuição dos custos indiretos associados à execução da obra.

Os painéis sandwich permitem ainda integrar funções estruturais, térmicas e arquitetónicas num único elemento construtivo. Esta multifuncionalidade reduz a necessidade de aplicações adicionais em obra, como sistemas exteriores de isolamento térmico ou revestimentos complementares, simplificando o processo construtivo e aumentando a produtividade.

Apesar destas vantagens, o painel sandwich também tem limitações, como o transporte e manuseamento dos painéis representam igualmente um condicionamento importante. Devido ao seu peso elevado, estes elementos exigem equipamentos específicos para transporte e elevação, podendo existir limitações associadas às acessibilidades da obra ou às restrições de transporte rodoviário. A montagem em obra requer também elevada precisão e controlo rigoroso das tolerâncias geométricas.

4.3.4 Ligações entre painéis

4.3.4.1 Ligações verticais

As ligações verticais dos painéis sandwich são realizadas através da colocação de armaduras verticais nas juntas entre painéis adjacentes, sendo posteriormente conectadas aos elementos metálicos ou conectores integrados no painel durante o processo de fabrico.

Após a montagem dos painéis, a zona estrutural interior da junta é betonada *in-situ*, enquanto a face exterior arquitetónica é selada de forma a garantir estanquidade e proteção contra infiltrações. Na zona intermédia correspondente ao isolamento térmico, são normalmente aplicadas espumas compressíveis, permitindo acomodar deformações e melhorar o comportamento térmico da junta.

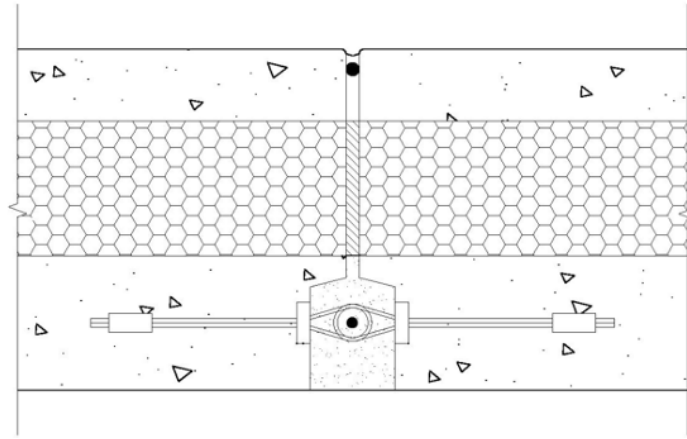


Figura 4.16 - Ligações verticais do painel sandwich [21]

4.3.4.2 Ligações horizontais

As ligações horizontais dos painéis sandwich ocorrem geralmente nas zonas de transição entre pisos, onde também são realizadas as ligações entre os painéis sandwich e as pré-lajes.

Nesta ligação, a pré-laje é apoiada sobre a camada estrutural do painel sandwich e ligada através das armaduras complementares responsáveis pelos momentos negativos. Estas armaduras são devidamente amarradas à camada estrutural do painel sandwich inferior e betonada essa junta.

Após a cura do betão da pré-laje, procede-se à montagem do painel superior, com os negativos do painel superior ligados às armaduras de espera provenientes do painel inferior. Estas zonas de ligação são posteriormente preenchidas com grout de elevada resistência.

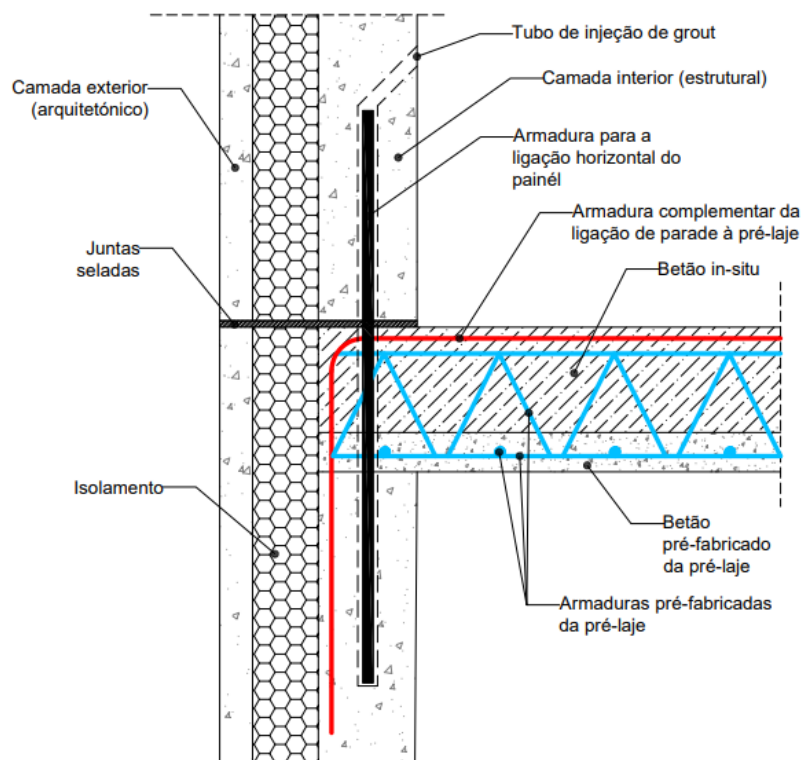


Figura 4.17 - Ligação horizontal do painel sandwich e da pré-laje

4.3.4.3 Ligação do painel sandwich à fundação

A ligação do painel sandwich à fundação é realizada através de armaduras de espera previamente betonadas na fundação. Posteriormente, o painel é colocado em posição, encaixando as armaduras salientes nas cavidades previstas no elemento pré-fabricado.

Após o posicionamento do painel, as cavidades são preenchidas com grout, garantindo a continuidade estrutural e a adequada transmissão de esforços entre o painel sandwich e a fundação.

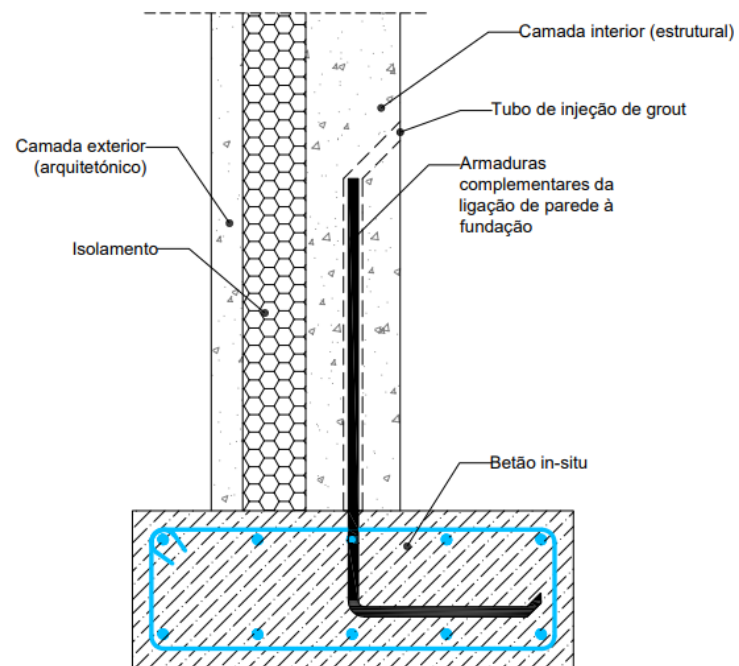


Figura 4.18 - Ligação do painel sandwich à fundação

5

CASO DE ESTUDO: EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR

5.1 DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO E CONDICIONANTE

O caso de estudo considerado nesta dissertação corresponde a um edifício de habitação multifamiliar hipotético constituído por 8 pisos acima da cota de soleira, não possuindo cave nem estacionamento subterrâneo. O piso térreo (Piso 0) é composto por 8 apartamentos de tipologia T2, enquanto os pisos correntes (Pisos 1 a 8) integram 4 apartamentos T2 e 7 apartamentos T1 por piso.

O edifício localiza-se na cidade de Lagos, no sul de Portugal, região caracterizada por uma elevada ação sísmica quando comparada com outras zonas do território nacional. Adicionalmente, devido à sua proximidade ao litoral, o edifício encontra-se exposto à ação do vento proveniente do mar, constituindo esta uma das ações horizontais relevantes para o dimensionamento estrutural.

Em termos geométricos, o edifício apresenta uma configuração regular em altura e uma planta aproximadamente retangular, com dimensões em planta de $16.35\text{ m} \times 60\text{ m}$. Cada piso possui um pé-direito de 2.91 m , resultando numa altura total da construção de aproximadamente 26.2 m . Esta regularidade geométrica constitui uma vantagem do ponto de vista estrutural, particularmente na resposta às ações sísmicas.

Do ponto de vista arquitetónico, uma das principais condicionantes do projeto está associada à necessidade de vencer vãos significativos, da ordem dos 8.95 m e 7.40 m. Estes vãos são relativamente elevados para edifícios habitacionais correntes e resultam da intenção arquitetónica de criar espaços interiores amplos e flexíveis. Consequentemente, esta exigência constitui um desafio relevante para a conceção estrutural, tornando o edifício particularmente interessante para a aplicação e avaliação de soluções pré-fabricadas baseadas em sistemas de paredes estruturais.

Foi adotado uma solução estrutural constituída por 7 paredes dupla na direção Y, localizadas nos alinhamentos A a G (ver Figura 5.2 e Figura 5.3). Na direção X, foram adotadas 3 paredes duplas, correspondentes aos alinhamentos 2 e 4 (ver Figura 5.2 e Figura 5.3). Os painéis sandwich foram utilizados nas fachadas dos alinhamentos 1 e 5, onde existem um elevado número de aberturas para portas e janelas (ver Figura 5.2 e Figura 5.3).

Relativamente à tipologia dos painéis, foram definidos 9 tipos de paredes dupla, com comprimentos variáveis entre 3 m a 8.95 m e altura típica de 2.91 m, incluindo as respetivas aberturas (ver Figura 5.5). Por sua vez, os painéis sandwich compreendem 6 tipologias distintas, com comprimento variáveis entre 3 m a 6 m e uma altura típica de 2.91 m, também com as respetivas aberturas (ver Figura 5.4).

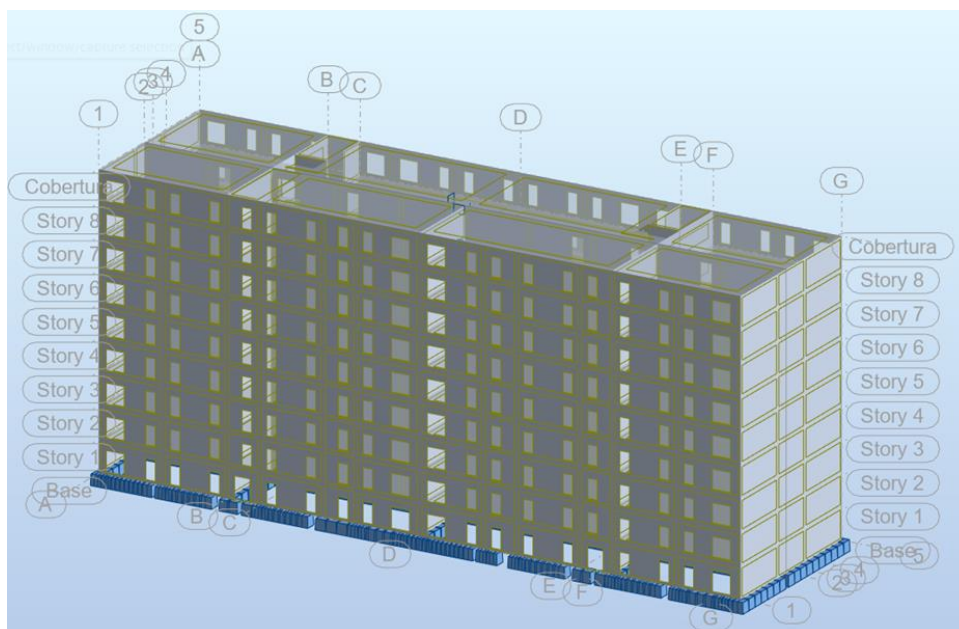


Figura 5.1 - Vista 3D do edifício no Software de cálculo

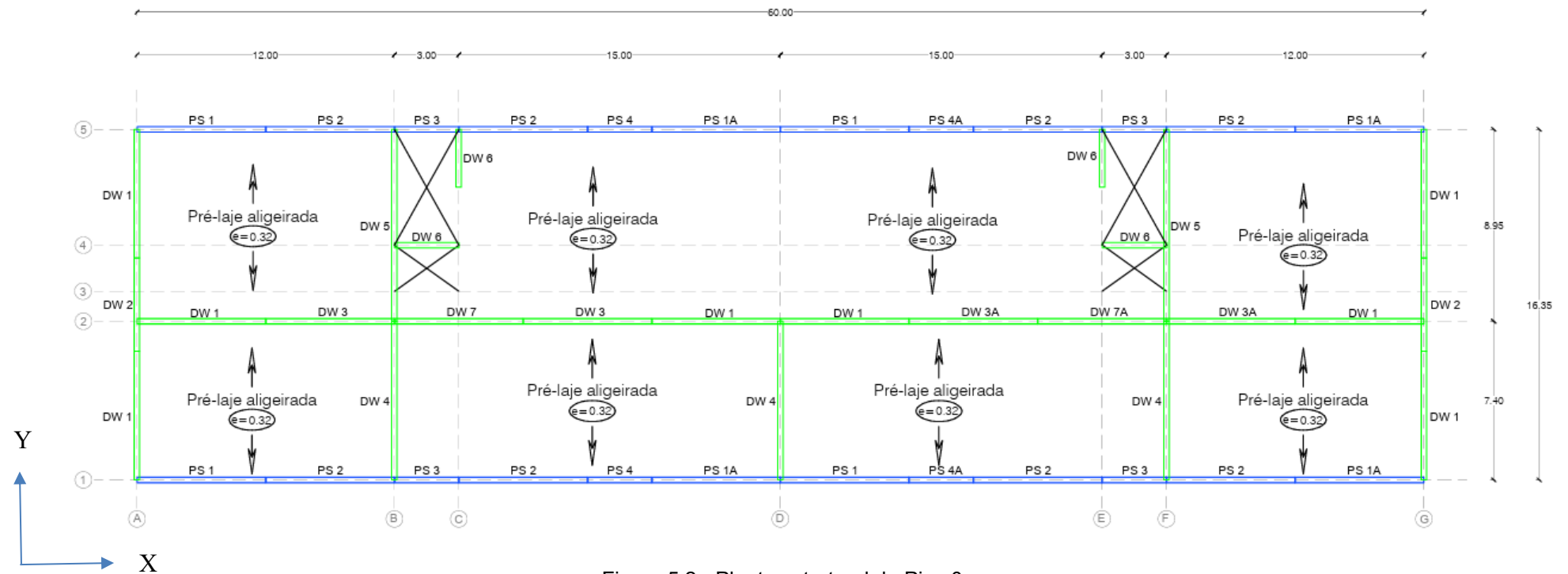


Figura 5.2 - Planta estrutural do Piso 0

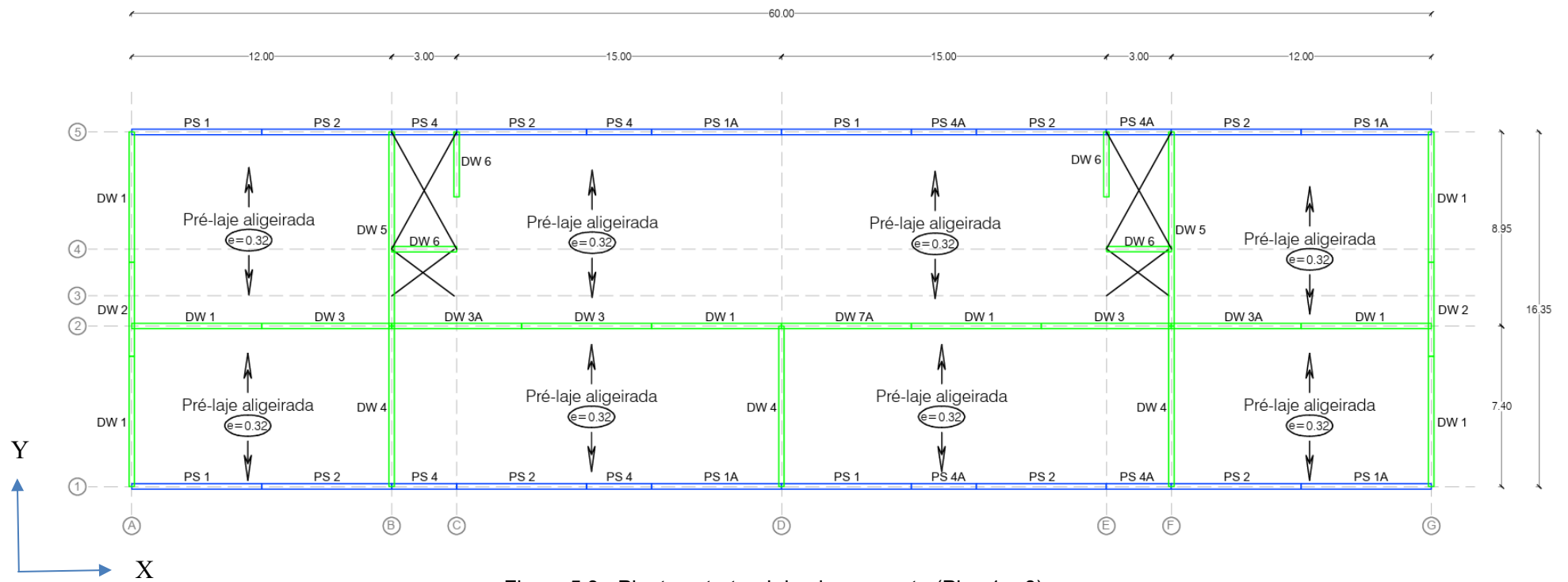


Figura 5.3 - Planta estrutural do piso corrente (Piso 1 – 8)

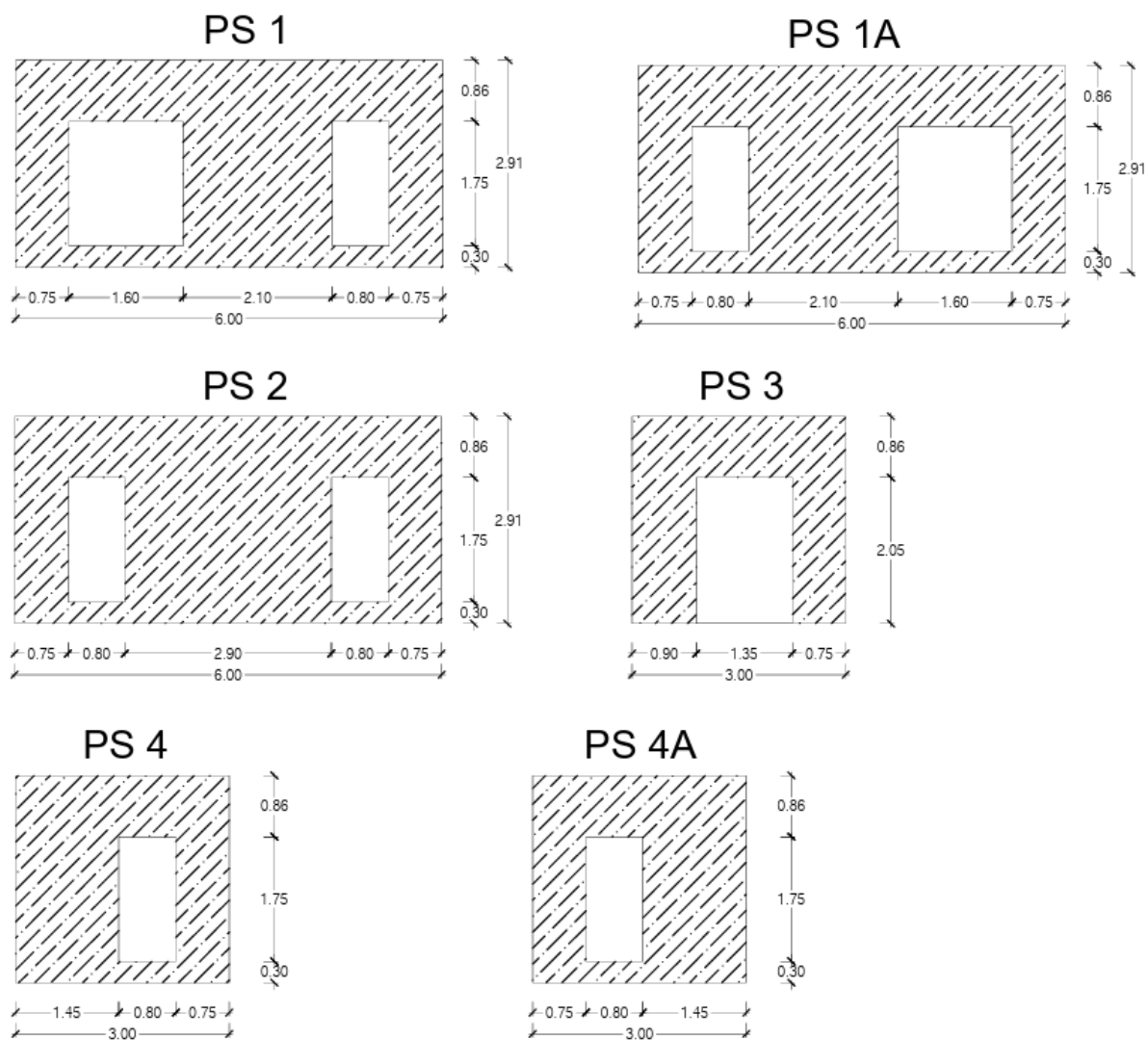


Figura 5.4 - Tipos de painéis sandwich

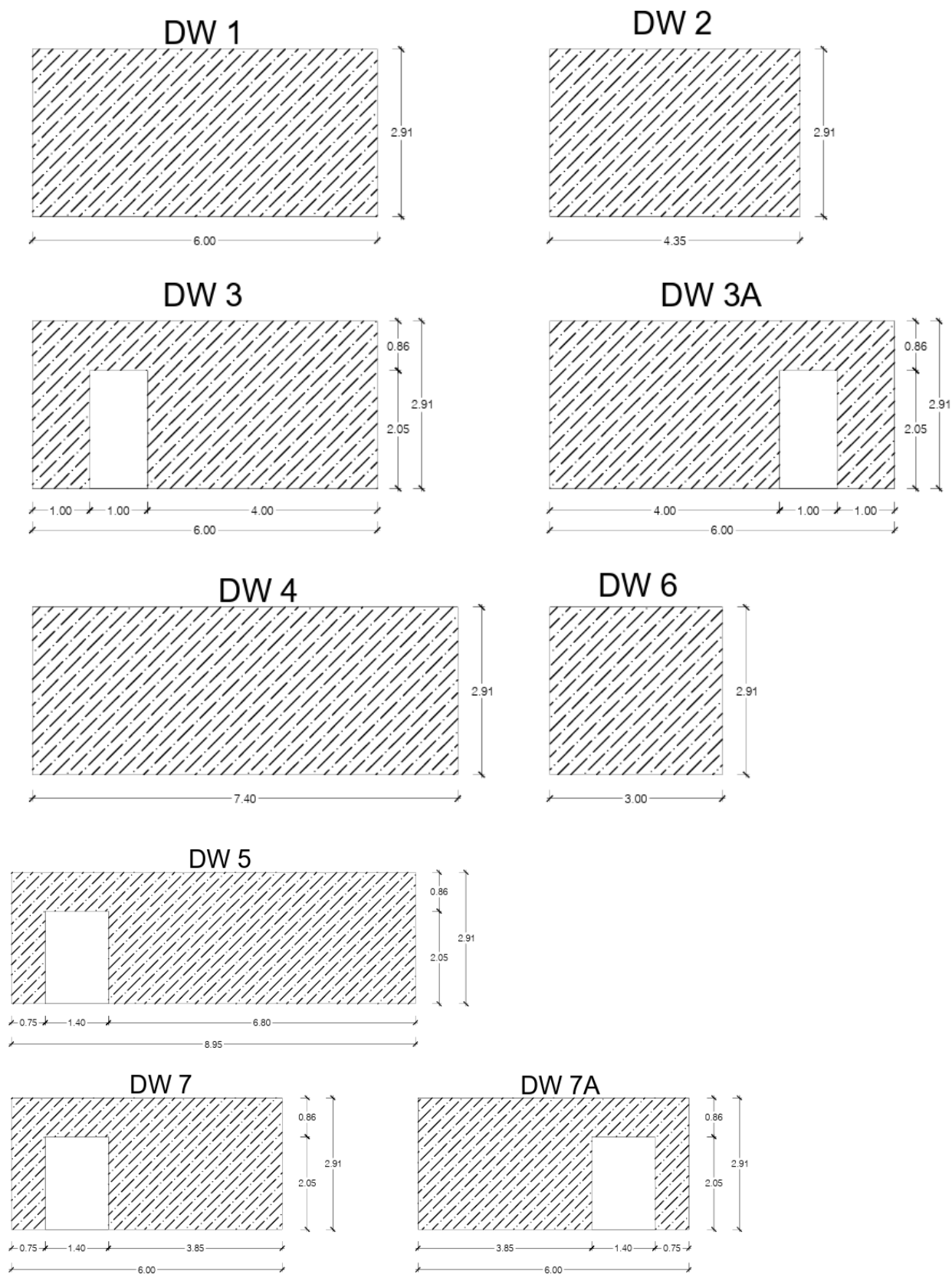


Figura 5.5 - Tipos de parede dupla

5.2 MATERIAIS UTILIZADOS

Os materiais adotados no dimensionamento dos elementos estruturais foram selecionados de acordo com as exigências de resistência, durabilidade e viabilidade construtiva do sistema pré-fabricado considerado. Os materiais utilizados para o edifício são identificados na tabela seguinte:

Tabela 5.1 - Materiais utilizados para elementos estruturais

Material	Classificação do material	Tipo de elemento
Betão Estrutural	C 30/37	Pré-fabricados
	C 30/37	Moldados <i>in-situ</i>
Aço	A500NR	Armaduras ordinárias
	A500EL	Redes eletrossoldadas

5.3 AÇÕES E COMBINAÇÕES CONSIDERADAS

5.3.1 Ações Verticais

Na análise estrutural do edifício foram consideradas as ações verticais permanentes e variáveis definidas nos Eurocódigos. As ações permanentes incluem o peso próprio dos elementos estruturais, as restantes cargas permanentes e o peso da camada exterior dos painéis sandwich.

O peso próprio dos elementos estruturais foi determinado automaticamente pelo software de cálculo, com base nas propriedades geométricas e mecânicas dos materiais definidos no modelo estrutural.

As restantes cargas permanentes foram introduzidas sob a forma de cargas uniformemente distribuídas aplicadas sobre as lajes. Estas cargas representam os revestimentos, enchimentos, pavimentos, tetos falsos e restantes elementos não estruturais presentes no edifício. Adicionalmente, foi considerada a contribuição da camada exterior dos painéis sandwich, modelada como uma carga permanente distribuída correspondente a uma espessura de 5 cm de betão.

As ações variáveis correspondem às sobrecargas de utilização, determinadas de acordo com o Eurocódigo 1 para edifícios de habitação (Categoria A) [22]. Estas ações representam a ocupação normal dos espaços e os efeitos associados à utilização corrente do edifício ao longo da sua vida útil.

A Tabela 5.2 apresenta os valores adotados para as diferentes ações verticais consideradas no modelo estrutural.

Tabela 5.2 - Ações verticais consideradas

	Tipo de Carga	Valor (kN/m ²)
	PP	Calculado pelo software
Permanente	RCP pisos	3.5
	RCP cobertura	2
	Camada exterior do painel sandwich	1.25
Variáveis	Sob pisos	2
	Sob cobertura	2

5.3.2 Ações Horizontais

Relativamente às ações horizontais, foram consideradas as ações do vento e da ação sísmica, de acordo com as disposições estabelecidas nos Eurocódigos aplicáveis ao dimensionamento de estruturas de edifícios.

5.3.2.1 Ação do vento

No que respeita à ação do vento, foi considerada a situação mais desfavorável prevista no Eurocódigo 1 [23], correspondente à Zona B, que abrange os arquipélagos dos Açores e da Madeira, bem como as regiões do continente localizadas numa faixa costeira com largura até 5 km ou situadas a altitudes superiores a 600 m. Para esta zona, adotou-se um valor básico da velocidade de referência do vento de $v_{b,0} = 30$ m/s.

Relativamente à categoria do terreno, foi igualmente considerada a situação mais desfavorável, correspondente à Categoria de Terreno 0, que representa zonas marítimas ou áreas costeiras diretamente expostas aos ventos provenientes do mar. Para esta categoria foram adotados os parâmetros $z_0 = 0.003$ m e $z_{min} = 1$ m.

Conhecido o valor básico da velocidade de referência do vento ($v_{b,0}$), a velocidade de referência do vento (v_b) é determinada através da seguinte expressão:

$$vb = c_{dir} \times c_{season} \times vb_{,0} \quad (5.1)$$

Em que:

- vb é o valor da referência da velocidade do vento;
- c_{dir} é o coeficiente da direção = 1;
- c_{season} é o coeficiente de sazão = 1;
- $vb_{,0}$ é o valor básico da referência do vento.

Posteriormente, procede-se ao cálculo da pressão dinâmica de pico do vento (qp), recorrendo à seguinte expressão:

$$qp(z) = \left[1 + I_v(z) \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) \right] \quad (5.2)$$

Em que:

- $qp(z)$ é a pressão dinâmica de pico à altura z ;
- $I_v(z)$ é a intensidade de turbulência à altura z ;
- ρ é a massa volúmica do ar = 1.25 kg/m³;
- $v_m(z)$ é a velocidade do vento a uma altura z acima do solo.

A intensidade de turbulência $I_v(z)$ é determinada através da seguinte expressão, válida para $z_{min} \leq z \leq z_{max}$:

$$I_v(z) = \frac{kl}{c_0(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (5.3)$$

Em que:

- kl é o coeficiente de turbulência; o valor recomendado do Eurocódigo é 1.0;
- $c_0(z)$ é o coeficiente de orografia; o valor recomendado do Eurocódigo é 1.0;
- z é a altura do z onde a pressão do vento é atuadas;

z_0 é o coeficiente de rugosidade (neste caso é 0.003m da categoria do terreno 0).

O valor de $v_m(z)$ é determinado pela equação:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b \quad (5.4)$$

Em que:

c_r é o coeficiente de rugosidade;

O coeficiente da rugosidade é calculado pela expressão:

$$c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (5.5)$$

Em que:

k_r é o coeficiente do terreno dependente do comprimento de rugosidade z_0 , calculado através de:

$$k_r = 0.19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (5.6)$$

Em que:

$z_{0,II}$ é igual a 0.05m.

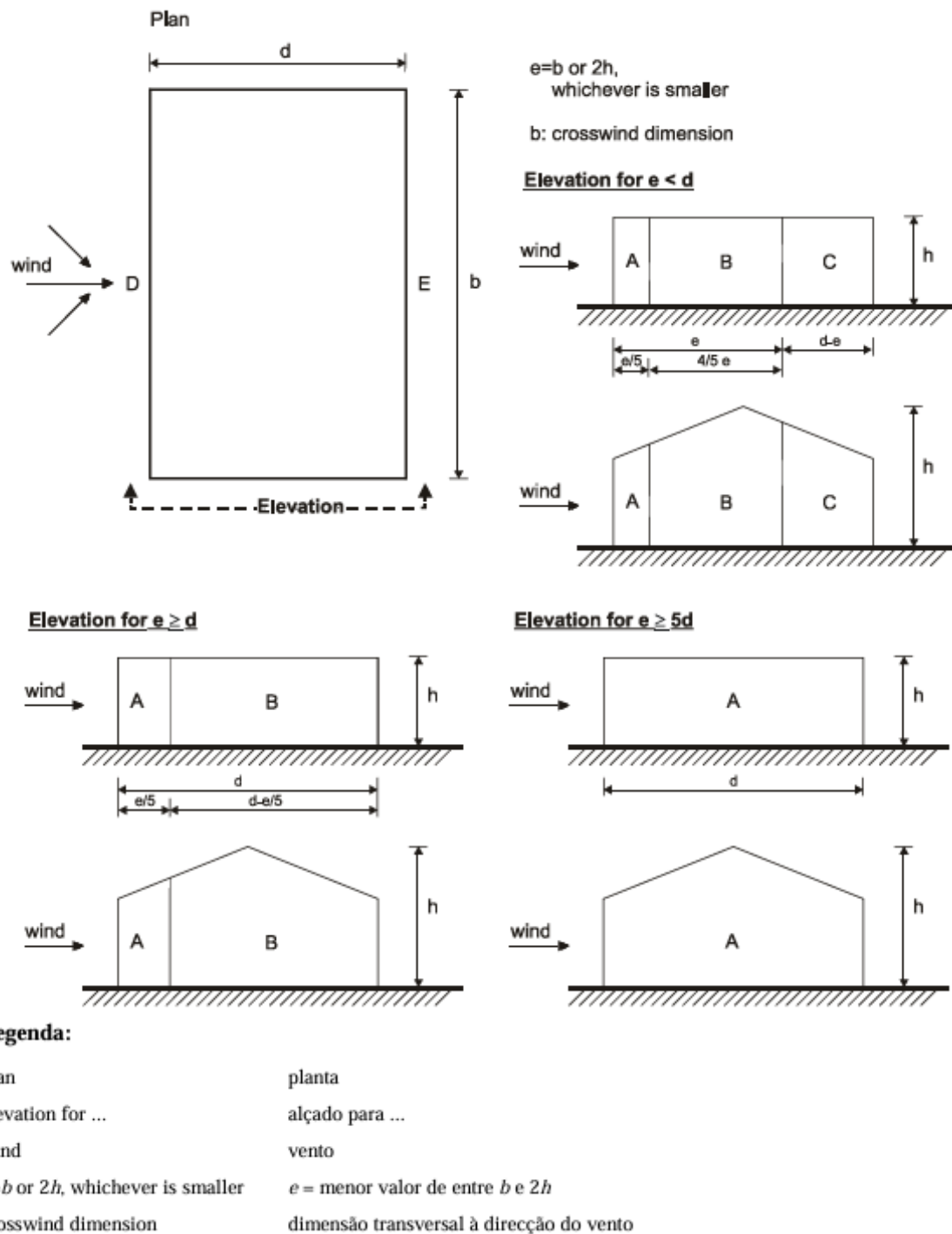


Figura 5.6 - Zonas em paredes verticais [23]

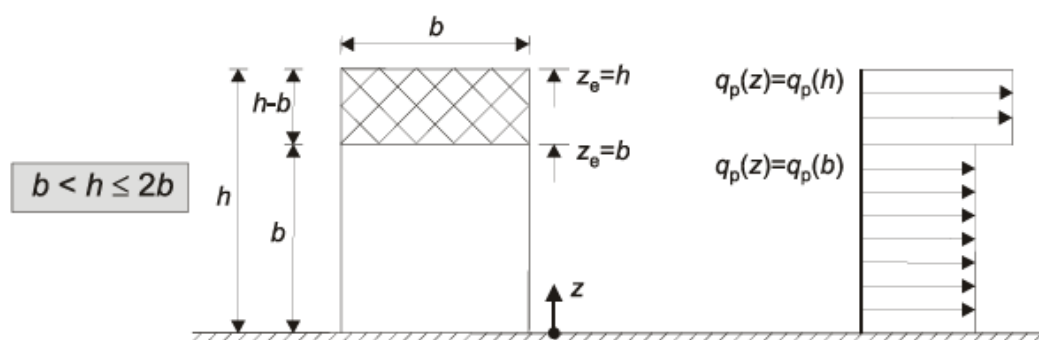


Figura 5.7 - Altura de referência z_e em função de h e b , o correspondente perfil de pressão dinâmica [23]

Tabela 5.3 - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifício de planta retangular [23]

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
≤ 0.25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.7	+1.0	-0.3	

Com base nos parâmetros anteriormente definidos, foram determinadas as forças exercidas pelo vento nas duas direções principais da estrutura (direções X e Y). Os valores obtidos encontram-se apresentados nas tabelas seguintes.

Tabela 5.4 - Forças exercidas pelo vento na direção X

Pisos	Zona				
	A	B	C	D	E
	FWe (kPa)				
Cobertura	-2,40	-1,60	-1,00	1,60	-1,00
Piso 8	-2,40	-1,60	-1,00	1,60	-1,00
Piso 7	-2,40	-1,60	-1,00	1,60	-1,00
Piso 6	-2,21	-1,47	-0,92	1,47	-0,92
Piso 5	-2,21	-1,47	-0,92	1,47	-0,92
Piso 4	-2,21	-1,47	-0,92	1,47	-0,92
Piso 3	-2,21	-1,47	-0,92	1,47	-0,92
Piso 2	-2,21	-1,47	-0,92	1,47	-0,92
Piso 1	-2,21	-1,47	-0,92	1,47	-0,92

Tabela 5.5 - Forças exercidas pelo vento na direção Y

Pisos	Zona			
	A	B	D	E
	FWe (kPa)			
Cobertura	-2,40	-1,60	1,60	-1,00
Piso 8	-2,40	-1,60	1,60	-1,00
Piso 7	-2,40	-1,60	1,60	-1,00
Piso 6	-2,40	-1,60	1,60	-1,00
Piso 5	-2,40	-1,60	1,60	-1,00
Piso 4	-2,40	-1,60	1,60	-1,00
Piso 3	-2,40	-1,60	1,60	-1,00
Piso 2	-2,40	-1,60	1,60	-1,00
Piso 1	-2,40	-1,60	1,60	-1,00

5.3.2.2 Ação Sísmica

Relativamente à ação sísmica, foi adotado o tipo de terreno C, correspondente a solos de rigidez intermédia, sendo uma das categorias mais frequentemente encontradas em Portugal.

A classe de importância II foi atribuída ao edifício, por se tratar de um edifício corrente de habitação, de acordo com a classificação estabelecida no Eurocódigo 8 [24].

No que respeita ao coeficiente de comportamento, o Eurocódigo 8 permite determinar o valor de (q) em função da capacidade de dissipação de energia da estrutura e do sistema resistente adotado em cada uma das direções principais (X e Y), através da seguinte expressão:

$$q = q_0 \times k_w \geq 1.5 \quad (5.7)$$

Em que:

q é o coeficiente de comportamento;

- q_0 é o valor básico do coeficiente de comportamento, em função do tipo do sistema estrutural e da sua regularidade em altura;
- k_w é o coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

O valor básico do coeficiente de comportamento (q_0), depende do tipo de sistema estrutural e da sua regularidade em altura, encontrando-se os respetivos valores indicados na tabela seguinte:

Tabela 5.6 - Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura [24]

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3.0\alpha_u/\alpha_1$	$4.5\alpha_u/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3.0	$4.5\alpha_u/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2.0	3.0
Sistema de pêndulo invertido	1.5	2.0

Em que:

- α_1 é o valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo;
- α_u é o valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções para provocar a instabilidade global da estrutural, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo. O coeficiente α_u poderá ser obtido a partir de uma análise estática não linear (*pushover*) global.

Quando o fator de majoração α_u/α_1 não tiver sido avaliado através de um cálculo explícito, é aconselhado usar-se os valores em seguinte tabela:

Tabela 5.7 - Valores do coeficiente α_u/α_1 [24]

Sistemas de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes	Valor do coeficiente α_u/α_1
Sistemas de paredes unicamente com duas paredes não acopladas em cada direção horizontal	1.0
Outros sistemas de paredes não acopladas	1.1
Sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas	1.2

Atendendo ao facto de a estrutura ser constituída por um sistema de paredes não acopladas e ter sido adotada a Classe de Ductilidade Média (DCM), considerou-se um valor de $q_0 = 3.0$.

Relativamente ao parâmetro k_w , que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes, o seu valor foi determinado através das seguintes expressões:

$$k_w = \begin{cases} 1.0, & \text{para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos} \\ 0.5 \leq \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1, & \text{para sistemas de paredes, sistemas equivalentes a} \\ & \text{paredes e sistemas torsionalmente flexíveis} \end{cases} \quad (5.8)$$

Em que:

α_0 é a esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural.

O valor de α_0 pode ser calculado, se as esbeltezas de todas as paredes de um sistema estrutural não diferem significativamente, pela equação seguinte:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (5.9)$$

Em que:

h_{wi} é a altura da parede i ;

l_{wi} é o comprimento da secção da parede i .

Para além disso, o Eurocódigo 8 estabelece um coeficiente de comportamento (q_p) para as estruturas pré-fabricadas, que pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$q_p = k_p \times q \quad (5.10)$$

Em que:

q é o coeficiente de comportamento determinado de acordo com a expressão (5.7);

k_p é um fator de redução função da capacidade de dissipação da estrutura pré-fabricada.

Os valores recomendados pelo Eurocódigo 8 de k_p são:

$$k_p = \begin{cases} 1.00 & \text{para estruturas com ligações em conformidade com a), b) ou c)} \\ 0.5 & \text{para estrutural com outros tipos de ligações} \end{cases} \quad (5.11)$$

Para estruturas pré-fabricadas às quais seja atribuído ($k_p = 1,0$), as ligações devem cumprir um conjunto de requisitos específicos estabelecidos pelo Eurocódigo 8 [24], descritos de seguida.

a) Ligações localizadas fora das zonas críticas

As ligações de elemento pré-fabricados consideradas afastadas de zonas críticas, deverão ficar localizadas a uma distância do limite da zona crítica mais próxima pelo menos igual à maior das dimensões da secção transversal do elemento no qual se situa a zona crítica (ver Figura 5.8 a));

b) Ligações sobredimensionadas

Nas ligações sobredimensionadas, os varões da ligação sobredimensionadas deverão ser totalmente amarrados antes das secções de extremidade da zona crítica, e as armaduras da zona crítica deverão ser totalmente amarradas fora da ligação sobredimensionada (ver Figura 5.8 b));

c) Ligações de dissipação de energia

Este tipo de ligações deverá demonstrar-se, por ensaios cíclicos não elásticos de um número adequado de provetes representativos da ligação, que possui uma capacidade de dissipação de energia pelo menos igual à de uma ligação monolítica e que respeita as disposições de ductilidade dispostos no EC8.

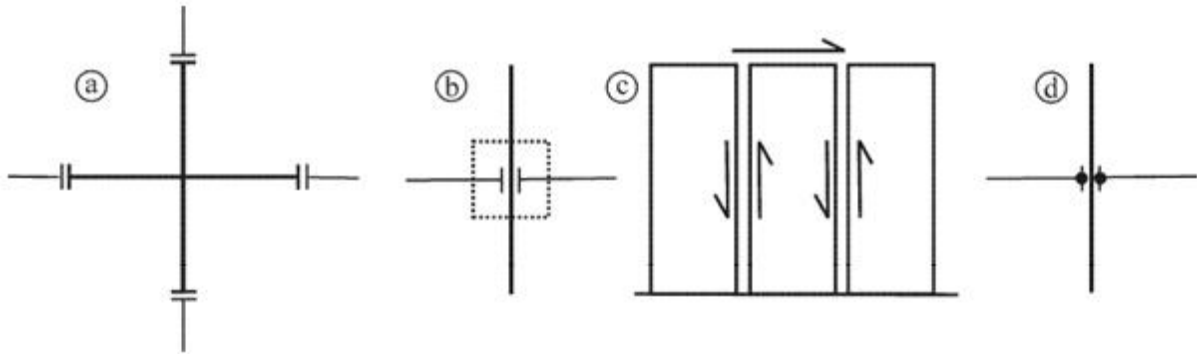


Figura 5.8 - a) ligação localizada das zonas críticas; b) ligação sobredimensionada com rótulas plásticas deslocadas para fora da ligação; c) ligações dúcteis ao esforço transverso em grandes painéis localizadas dentro das zonas críticas (por exemplo, no piso térreo); d) ligações dúcteis de continuidade localizadas dentro das zonas críticas de pórticos [24]

Para as estruturas pré-fabricadas que não obedecem estas ligações, deverá usar um coeficiente de comportamento q_p não superior a 1.5.

Aplicando as expressões anteriormente apresentadas ao caso de estudo, obtiveram-se os valores indicados na tabela seguinte.

Tabela 5.8 - Coeficiente do comportamento nas duas direções (X e Y)

Direção X		Direção Y	
$q =$	2.3	$q =$	3
$q_0 =$	3	$q_0 =$	3
$k_w =$	0.77	$k_w =$	1,00
$\alpha_0 =$	1.31	$\alpha_0 =$	6,41

Comparando os coeficientes de comportamento obtidos para as duas direções principais da estrutura, adotou-se para o dimensionamento o menor dos valores calculados, correspondente a $q = 2.3$.

Atendendo à conceção das ligações estruturais adotadas, realizadas através de armaduras complementares colocadas em obra e posteriormente betonadas *in-situ*, considerou-se que estas satisfazem os requisitos das ligações sobredimensionadas definidos no Eurocódigo 8 [24]. Assim, foi adotado $k_p = 1$, resultando num coeficiente de comportamento para a estrutura pré-fabricada de $q_p = 2.3$. Esta consideração deverá ser alvo de investigação adicional em trabalhos futuros.

Definidos os parâmetros necessários para a caracterização da ação sísmica, procedeu-se à determinação do espectro de resposta, cujos parâmetros se encontram apresentados na tabela seguinte.

Tabela 5.9 - Parâmetros necessários para a ação sísmica

Localização	Lagos
Classe da importância (γ_I)	II
Classe de ductilidade	DCM
Coeficiente de comportamento (q)	2.3
Tipo de terreno	C
Coeficiente do amortecimento (ξ)	5%

Tabela 5.10 - Parâmetros necessários para o espectro de resposta

	Tipo 1	Tipo 2
Zona sísmica	1.1	2.3
γ_I	1	1
a_{gr} (m/s ²)	2.5	1.7
a_g (m/s ²)	2.5	1.7
S	1.3	1.46
S _{max}	1.6	1.6
TB (s)	0.1	0.1
TC (s)	0.6	0.25
TD (s)	2	2
β	0.2	0.2

Com base nesses parâmetros, foi calculado o espectro de cálculo, representado na Figura 5.9.

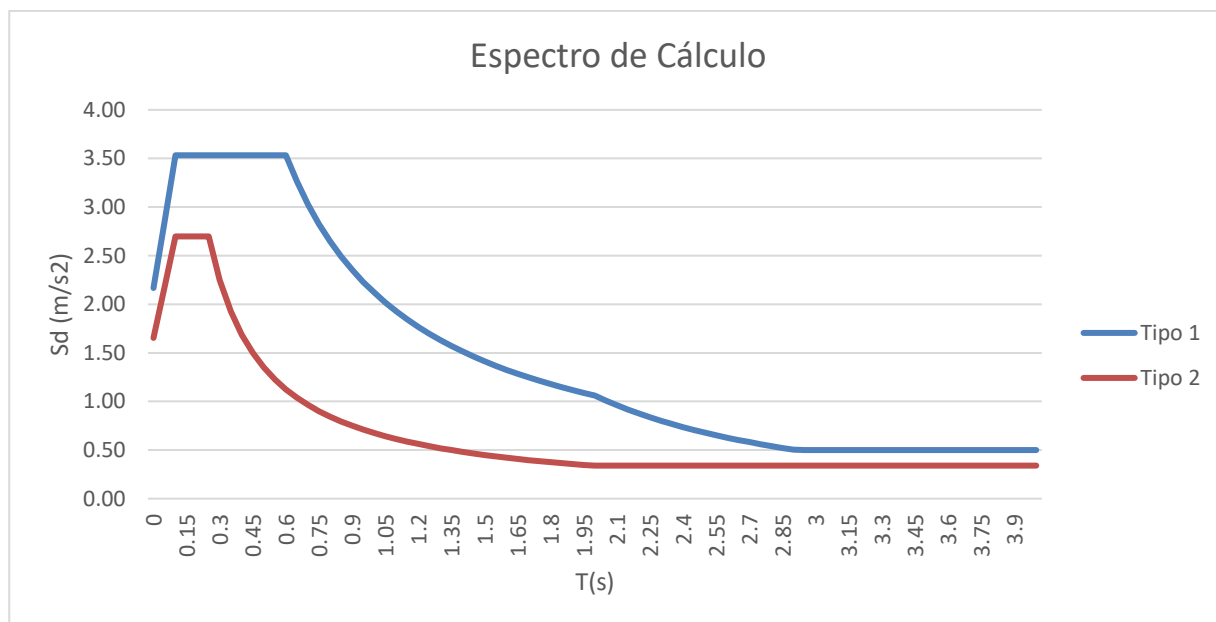


Figura 5.9 - Espectro de cálculo

Da análise da Figura 5.9 verifica-se que o sismo tipo 1 conduz às solicitações mais gravosas para a estrutura. Consequentemente, nas análises sísmicas subsequentes será considerado apenas este cenário de ação sísmica.

5.3.3 Combinações de ações

As combinações de ações consideradas no dimensionamento estrutural foram definidas de acordo com as disposições do Eurocódigo 0 [25], tendo sido contempladas as combinações para os estados limites últimos e de utilização relevantes para o presente estudo.

As combinações adotadas encontram-se apresentadas na tabela seguinte.

Tabela 5.11 - Combinações de ações consideradas

	Combinações	PP	RCP	Sob	Wx	Wy	E1x	E1y
Ação base sob	ELU100	1.35	1.35	1.5	0	0	0	0
Ação base sob + vento	ELU101	1.35	1.35	1.5	0.9	0	0	0
	ELU102	1.35	1.35	1.5	-0.9	0	0	0
	ELU103	1.35	1.35	1.5	0	0.9	0	0
	ELU104	1.35	1.35	1.5	0	-0.9	0	0
Ação base vento + sob	ELU105	1.35	1.35	1.05	1.5	0	0	0
	ELU106	1.35	1.35	1.05	-1.5	0	0	0
	ELU107	1.35	1.35	1.05	0	1.5	0	0
	ELU108	1.35	1.35	1.05	0	-1.5	0	0
Ação base vento + cargas verticais favoráveis	ELU109	1	1	0	1.5	0	0	0
	ELU110	1	1	0	-1.5	0	0	0
	ELU111	1	1	0	0	1.5	0	0
	ELU112	1	1	0	0	-1.5	0	0
Ação base sismo X	ELU113	1	1	0.3	0	0	1	0.3
	ELU114	1	1	0.3	0	0	1	-0.3
	ELU115	1	1	0.3	0	0	-1	0.3
	ELU116	1	1	0.3	0	0	-1	-0.3
Ação base sismo Y	ELU117	1	1	0.3	0	0	0.3	1
	ELU118	1	1	0.3	0	0	-0.3	1
	ELU119	1	1	0.3	0	0	0.3	-1
	ELU120	1	1	0.3	0	0	-0.3	-1
ELS	ELS200	1	1	0.3	0	0	0	0

5.4 ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural do edifício foi realizada com recurso ao software Autodesk Robot Structural Analysis, utilizado para a modelação da estrutura, definição das ações e avaliação do comportamento estrutural do edifício.

5.4.1 Modelação estrutural

O edifício foi modelado tridimensionalmente recorrendo ao método dos elementos finitos, utilizando elementos de casca quadrangulares com dimensões de $0.60\text{ m} \times 0.60\text{ m}$ para a discretização das paredes e das lajes. Esta malha foi adotada por razões de simplificação da modelação. No entanto, para uma análise mais rigorosa, especialmente nas zonas com aberturas nas paredes, seria recomendável realizar uma análise de sensibilidade da malha, recorrendo a elementos finitos de menor dimensão, de forma a avaliar a influência da discretização nos resultados obtidos.

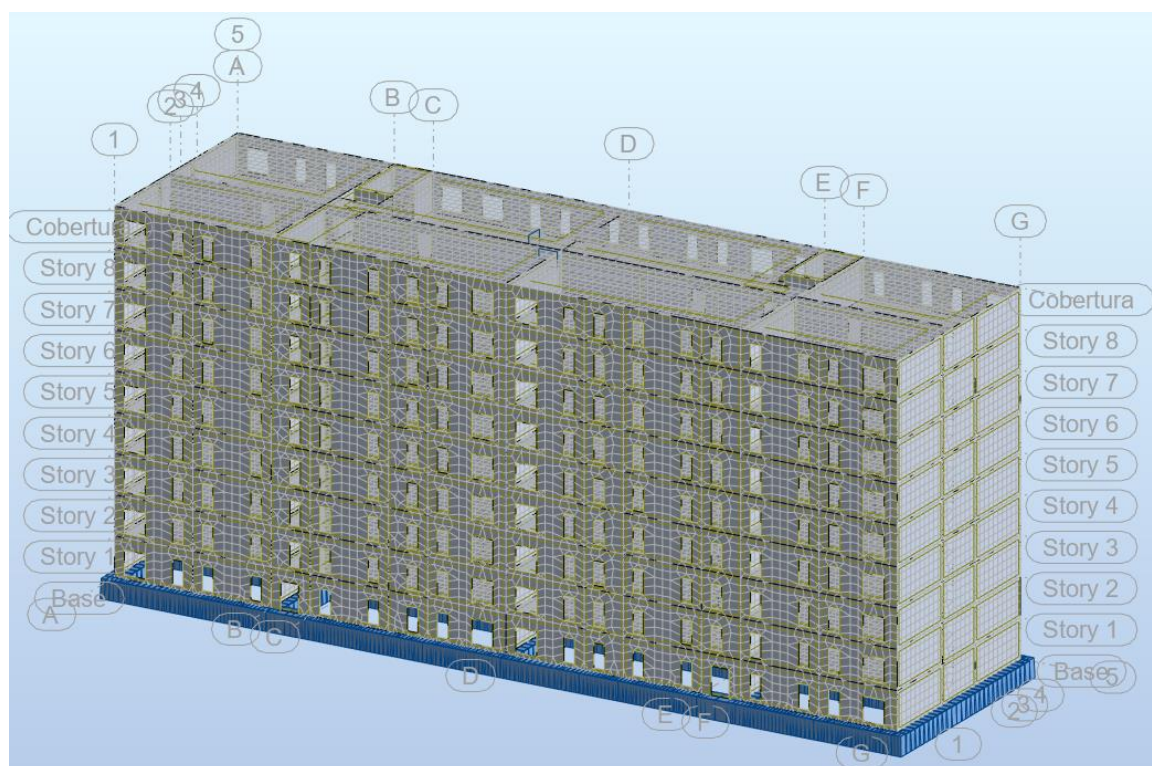


Figura 5.10 – Modelo 3D com elementos finitos de $60 \times 60\text{ cm}^2$

Os painéis de parede foram modelados considerando apenas a sua espessura estrutural resistente. Para os painéis de parede dupla foi adotada uma espessura estrutural de 25 cm, enquanto os painéis sandwich foram modelados com uma espessura estrutural de 15 cm. As diferentes tipologias de paredes consideradas encontram-se ilustradas na Figura 5.4 e Figura 5.5.

Relativamente às pré-lajes, estas foram igualmente modeladas através de elementos finitos de $0.60 \text{ m} \times 0.60 \text{ m}$, considerando as espessuras previamente definidas na fase de pré-dimensionamento. Foi adotada uma solução de pré-laje aligeirada com blocos de EPS, funcionando predominantemente numa direção e apoiada em três alinhamentos estruturais: os painéis sandwich localizados nas extremidades e as paredes duplas situadas na zona central do edifício (ver Figura 5.11 e Figura 5.12).

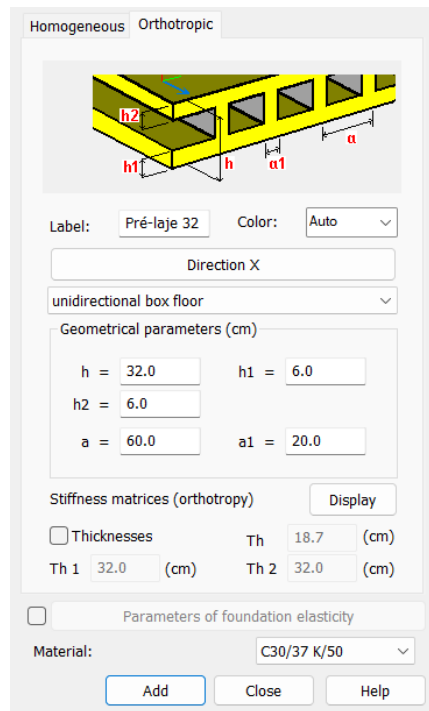


Figura 5.11 - Modelação de pré-laje no Robot Structural Analysis

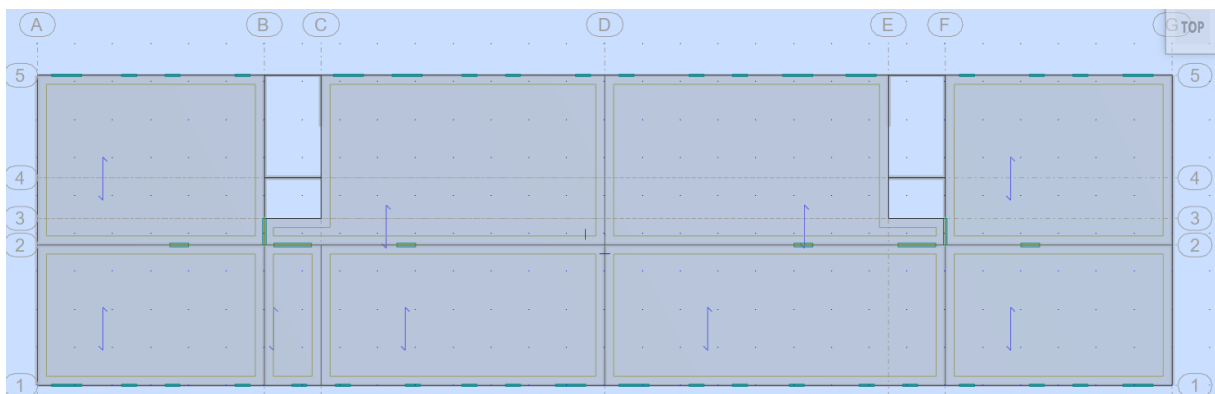


Figura 5.12 - Pré-laje com funcionamento de uma direção

5.4.2 Sistema estrutural e análises efetuadas

Com o objetivo de avaliar a influência das condições de ligação entre os elementos pré-fabricados no comportamento global da estrutura, foram desenvolvidos três modelos estruturais distintos, correspondentes a diferentes hipóteses de rigidez das ligações entre os painéis:

- **Modelo 1 – Ligações totalmente rígidas (1)**

Neste modelo, todas as ligações entre os painéis foram consideradas rígidas, assumindo-se uma transmissão integral dos esforços e das deformações entre os elementos. Esta hipótese corresponde a um comportamento monolítico da estrutura, semelhante ao de uma solução integralmente betonada *in-situ*, constituindo assim o cenário de maior rigidez global.

- **Modelo 2 – Ligações verticais articuladas e ligações horizontais articuladas (2)**

Neste modelo, as ligações verticais entre os painéis sandwich foram consideradas articuladas em torno do eixo Z, permitindo ainda os deslocamentos segundo as direções X e Z do sistema global. Por sua vez, as ligações horizontais entre os painéis sandwich e os painéis inferiores foram igualmente consideradas articuladas, permitindo a rotação em torno do eixo X.

Esta solução representa um cenário mais flexível, no qual a transmissão de esforços entre elementos é reduzida devido à menor rigidez das ligações. Consequentemente, espera-se uma diminuição da rigidez global da estrutura e um aumento dos deslocamentos horizontais quando comparado com o Modelo 1.

- **Modelo 3 – Ligações verticais articuladas com restrições das translações e ligações horizontais articuladas (3)**

Neste modelo, as ligações verticais entre os painéis sandwich foram consideradas articuladas, impedindo os deslocamentos nas direções X e Z, mas permitindo a rotação em torno do eixo Z. Por sua vez, as ligações horizontais entre os painéis sandwich e os painéis inferiores foram consideradas articuladas, permitindo a rotação em torno do eixo X.

Esta solução representa uma situação intermédia entre os dois modelos anteriormente analisados. Por um lado, a restrição dos deslocamentos nas ligações verticais assegura a transmissão das ações horizontais entre painéis e garante a continuidade estrutural do sistema. Por outro lado, a possibilidade de rotação nas ligações horizontais permite reproduzir de forma mais realista o comportamento expectável das ligações executadas em obra, que dificilmente apresentam um encastramento perfeito.

A comparação entre os 3 modelos permitiu avaliar a influência das condições de ligação na distribuição dos esforços, na rigidez global da estrutura, nos períodos próprios de vibração e na resposta sísmica do edifício. Desta forma, foi possível identificar o modelo que melhor representa o comportamento estrutural da solução pré-fabricada estudada.

5.4.2.1 Análise modal

A análise modal foi realizada considerando os 10 primeiros modos de vibração da estrutura. Este número de modos foi selecionado de forma a garantir que a soma das massas modais efetivas ultrapassasse 90 % da massa total da estrutura em ambas as direções principais (X e Y), em conformidade com os requisitos estabelecidos pelo Eurocódigo 8 [24].

Os resultados obtidos para os modos de vibração encontram-se apresentados na tabela seguinte.

Tabela 5.12 - Modos de vibração para as 3 soluções

Modo	(1)		(2)		(3)	
	f (Hz)	T (s)	f (Hz)	T (s)	f (Hz)	T (s)
1	3.29	0.3	2.97	0.34	3.26	0.31
2	4.6	0.22	3.84	0.26	4.57	0.22
3	4.81	0.21	4.12	0.24	4.79	0.21
4	11.11	0.09	10.3	0.1	11	0.09
5	14.48	0.07	12.55	0.08	14.42	0.07
6	15.01	0.07	13.33	0.07	14.85	0.07
7	21.11	0.05	19.14	0.05	20.4	0.05
8	25.12	0.04	19.42	0.05	23.14	0.04
9	27.42	0.04	19.44	0.05	23.14	0.04
10	29.89	0.03	19.88	0.05	23.56	0.04

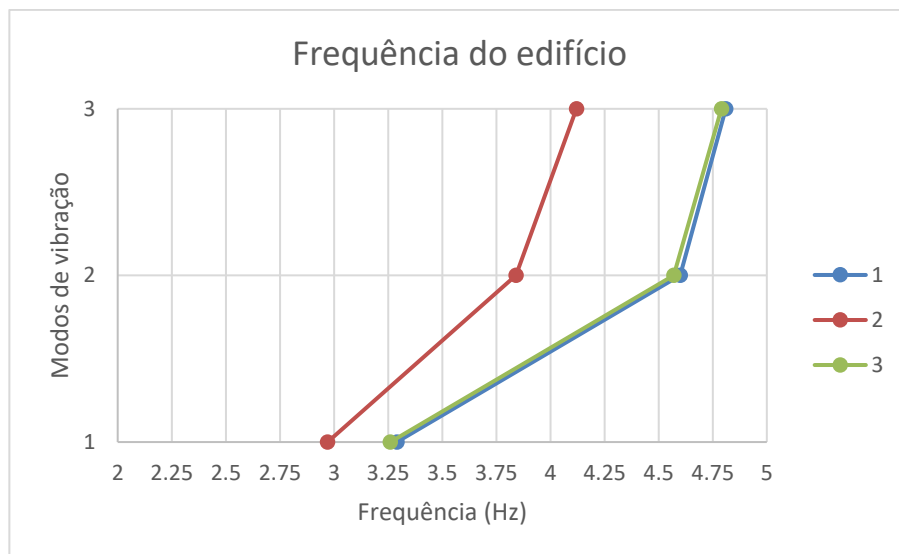


Figura 5.13 - Frequência do edifício nos 3 primeiros modos para as 3 soluções

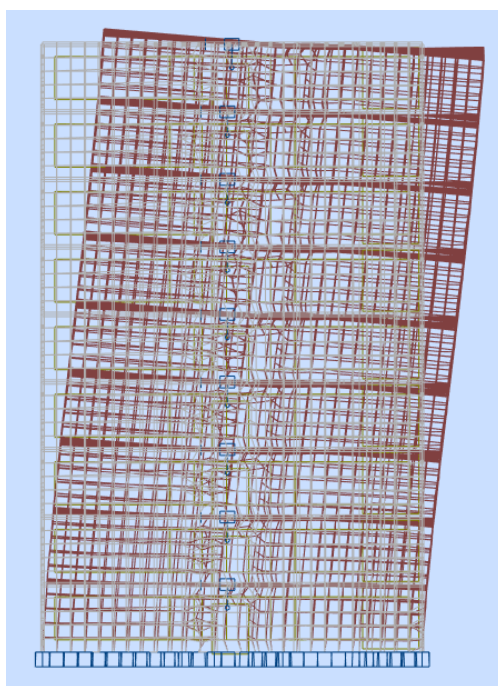


Figura 5.14 - 1º modo (translação em Y) (vista em alçado Z-Y)

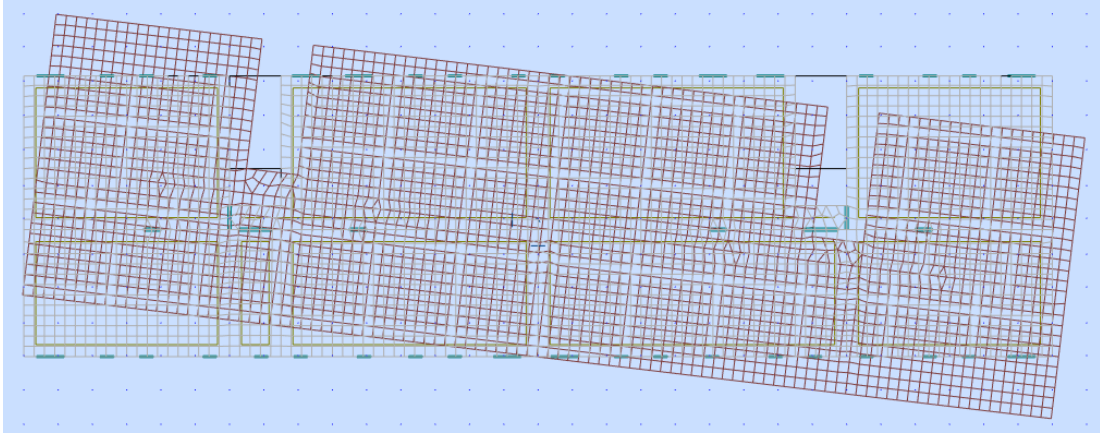


Figura 5.15 - 2º modo (torção) (vista em planta X-Y)

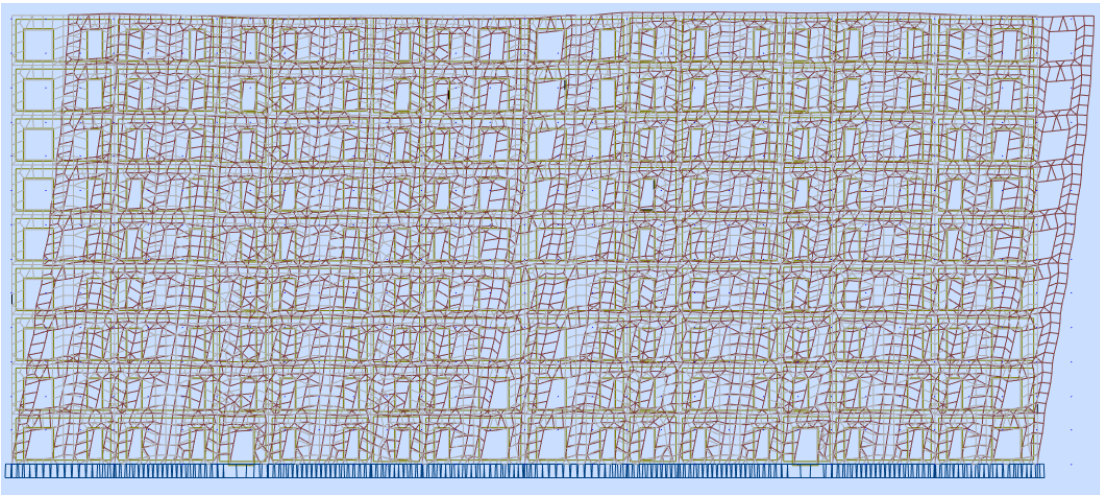


Figura 5.16 – 3º modo (translação em X) (vista em alçado Z-X)

5.4.2.2 Análise sísmica

Relativamente à ação sísmica, foram determinados os esforços globais e os deslocamentos da estrutura a partir dos resultados obtidos nos modelos numéricos desenvolvidos.

a) Forças de corte

Os valores das forças de corte globais do edifício, para ambas as direções principais, encontram-se apresentados nos gráficos seguintes:

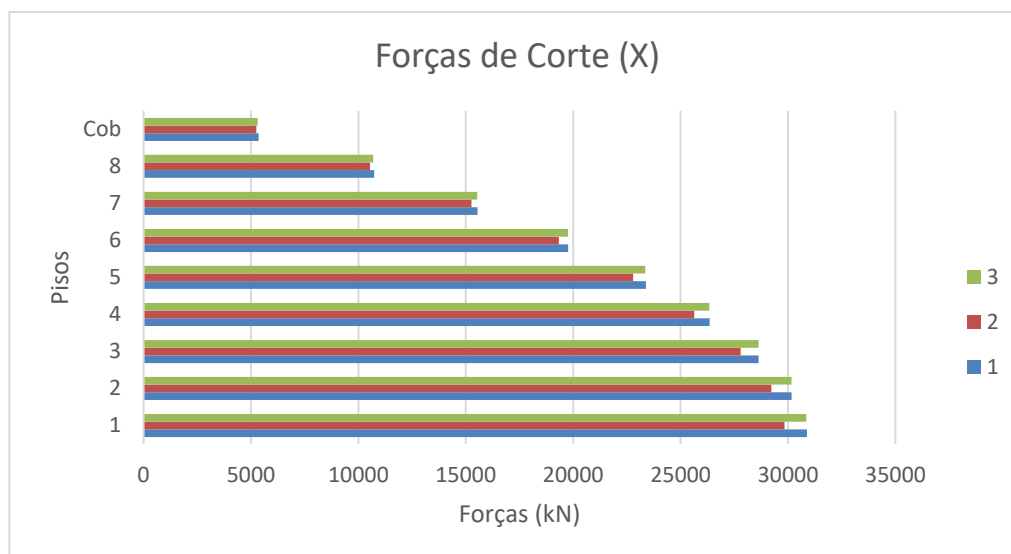


Figura 5.17 - Forças de corte global na direção X

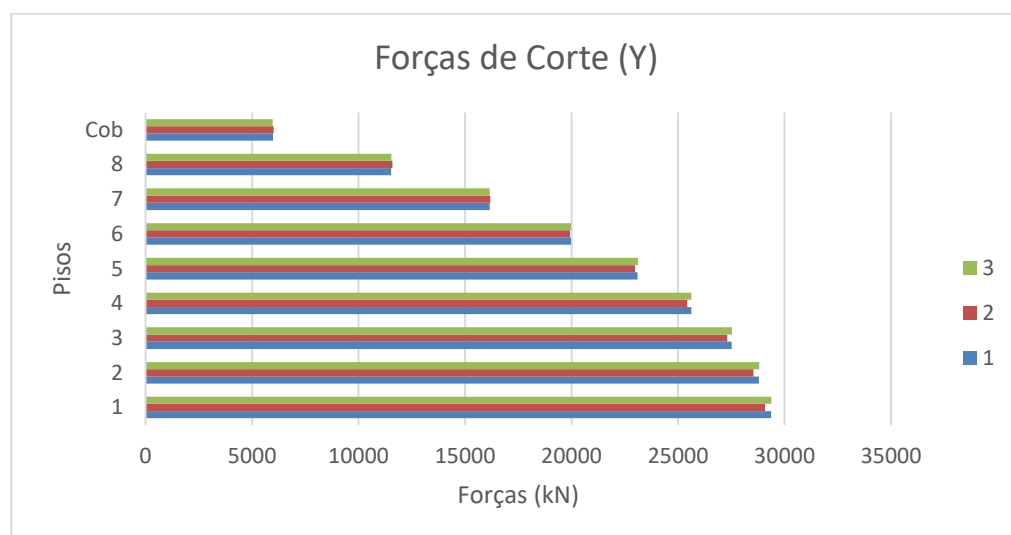


Figura 5.18 - Forças de corte global na direção Y

Adicionalmente, foram analisadas as forças de corte numa parede dupla localizada no alinhamento 2 da direção X e a parede dupla localizada no alinhamento A da direção Y, para as três soluções estruturais consideradas. Esta análise permitiu avaliar a influência das diferentes condições de ligação na distribuição dos esforços internos. Os resultados obtidos encontram-se apresentados nas tabelas e gráficos seguintes.

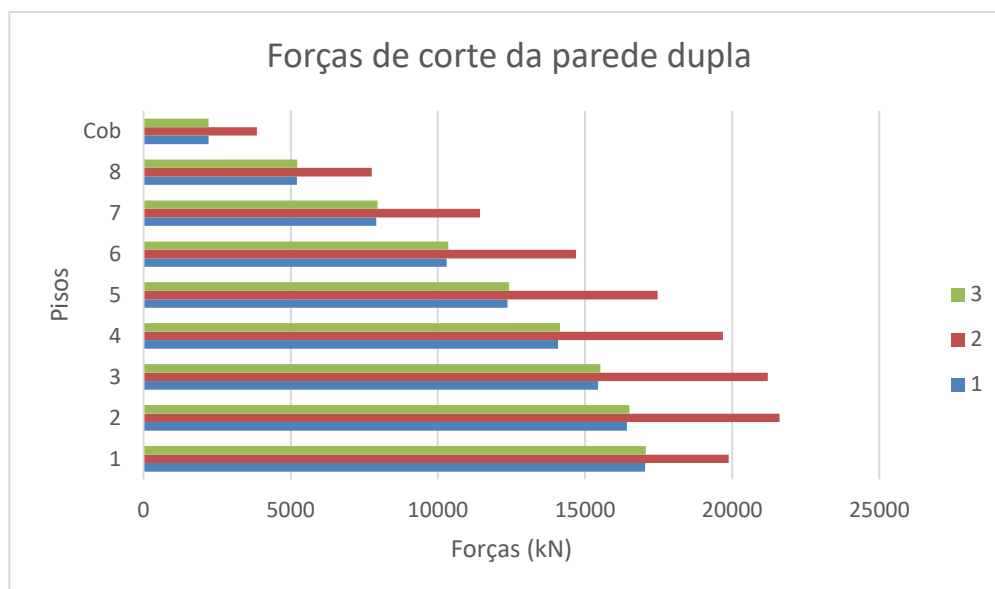


Figura 5.19 - Forças de corte da parede dupla do alinhamento 2 (direção X)

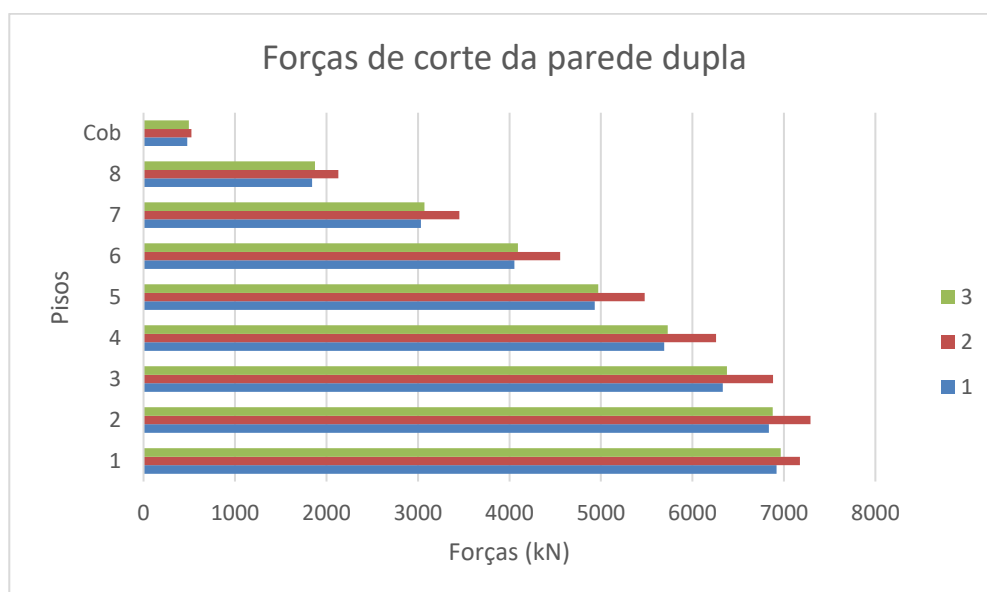


Figura 5.20 - Forças de corte da parede dupla do alinhamento A (direção Y)

As percentagens das forças de corte globais absorvidas pela parede dupla do alinhamento 2 e pela parede dupla do alinhamento A encontram-se apresentada nas tabelas seguintes.

Tabela 5.13 - Percentagem de corte basal da parede dupla do alinhamento 2 (direção X)

% das forças de corte basal da parede dupla (kN)			
Modelos	1	2	3
	55%	67%	55%

Tabela 5.14 - Percentagem de corte basal da parede dupla do alinhamento A (direção Y)

% das forças de corte basal da parede dupla (kN)			
Modelos	1	2	3
	24%	25%	24%

Os resultados demonstram que as diferentes soluções estruturais influenciam de forma mais significativa a distribuição das forças de corte na direção X, enquanto na direção Y as variações observadas são reduzidas. Este comportamento indica que as condições de ligação adotadas têm uma maior influência na rigidez e na distribuição de esforços na direção X do que na direção Y.

b) Deslocamentos

Para a avaliação dos deslocamentos estruturais foram considerados os deslocamentos reais de cálculo (d_s), determinados através da seguinte expressão:

$$d_s = q \times d_e \quad (5.12)$$

Em que:

- d_s é o deslocamento real de um ponto do sistema estrutural devida à ação sísmica;
- q é o coeficiente de comportamento considerado para a estrutura;
- d_e é o deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise baseada no espectro de resposta de cálculo.

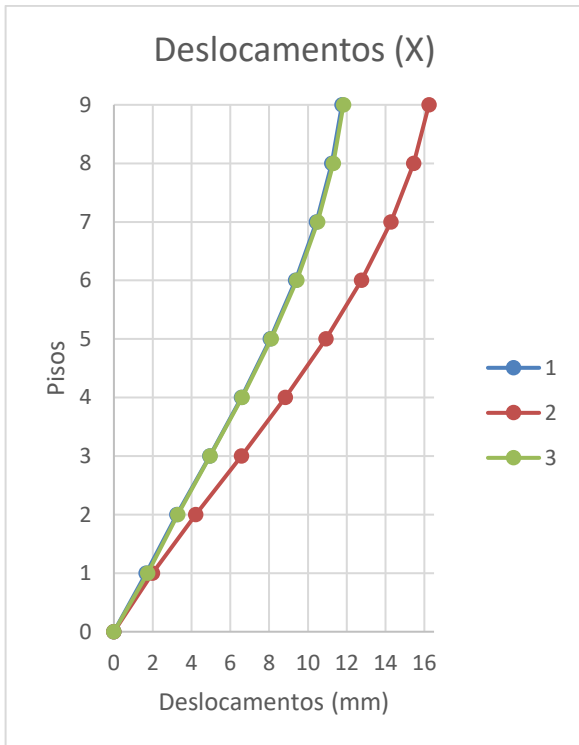


Figura 5.21 - Deslocamento na direção X

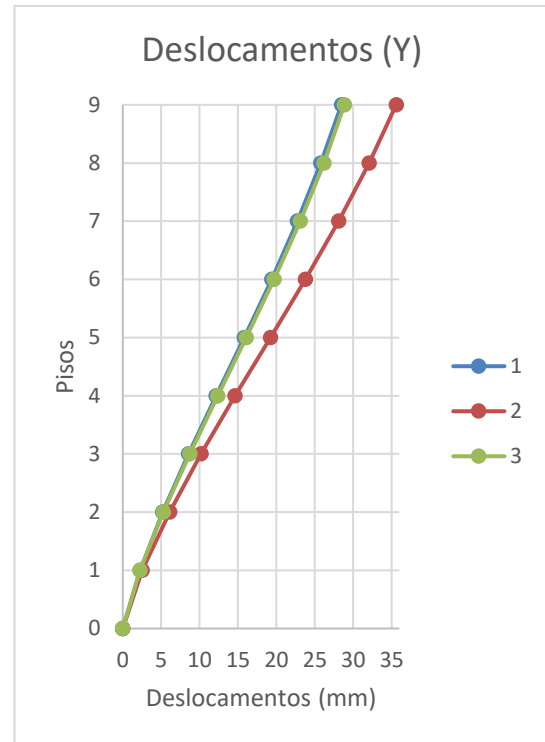


Figura 5.22 - Deslocamentos na direção Y

c) Efeitos de 2ª ordem global (P-Δ)

Os efeitos globais de segunda ordem foram avaliados através do coeficiente de sensibilidade (θ), de acordo com os critérios estabelecidos pelo Eurocódigo 8 [24]:

$$\theta = \frac{P_{tot} \times d_r}{V_{tot} \times h} \leq 0.10 \quad (5.13)$$

Em que:

θ é o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

P_{tot} é a carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica;

d_r é o valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios d_s no topo do piso considerado e com a expressão (5.12);

V_{tot} é a força de corte sísmica total no piso considerado;

h é a altura entre pisos.

Os valores obtidos para o coeficiente θ nas duas direções principais da estrutura encontram-se representados nos gráficos seguintes.

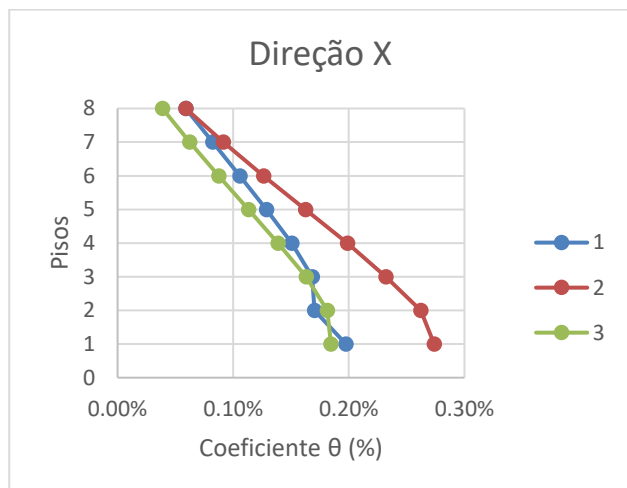


Figura 5.23 – Coeficiente θ na direção X

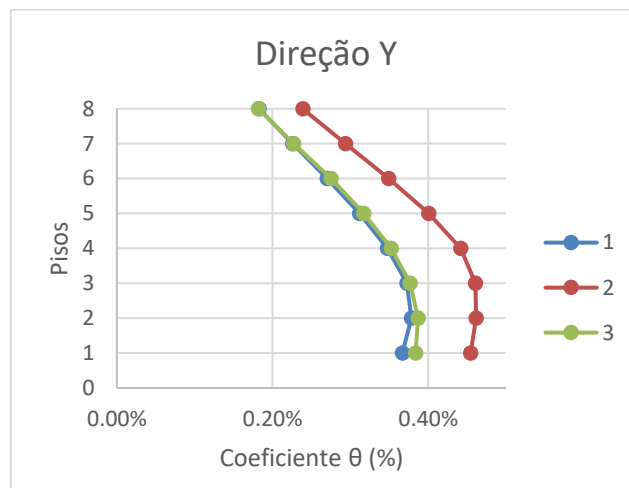


Figura 5.24 - Coeficiente θ na direção Y

Da análise dos resultados verifica-se que os valores de θ permanecem muito abaixo do limite regulamentar de 10%. Consequentemente, conclui-se que os efeitos globais de segunda ordem podem ser desprezados na análise sísmica da estrutura.

d) Limitação de danos (“drifts”)

De acordo com o Eurocódigo 8 [24], os deslocamentos relativos entre pisos devem respeitar determinados limites, em função do tipo de elementos não estruturais presentes no edifício.

As verificações efetuadas baseiam-se nas seguintes expressões:

$$d_r \times v \leq 0.005 \times h \quad (5.14)$$

$$d_r \times v \leq 0.0075 \times h \quad (5.15)$$

$$d_r \times v \leq 0.010 \times h \quad (5.16)$$

Em que:

d_r é o valor de cálculo do deslocamento relativo entre piso;

h é a altura entre pisos;

v é o coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos (em Portugal deve adotar-se $v = 0.4$ para sismo tipo 1).

A expressão (5.14) aplica-se a edifícios com elementos não estruturais frágeis ligados à estrutura; a expressão (5.15) aplica-se a edifícios com elementos não estruturais dúcteis; e a expressão (5.16) aplica-se a edifícios cujos elementos não estruturais não interferem com as deformações estruturais ou que não possuam elementos não estruturais relevantes.

Os resultados das verificações para as 3 soluções estruturais encontram-se apresentados nos gráficos seguintes.

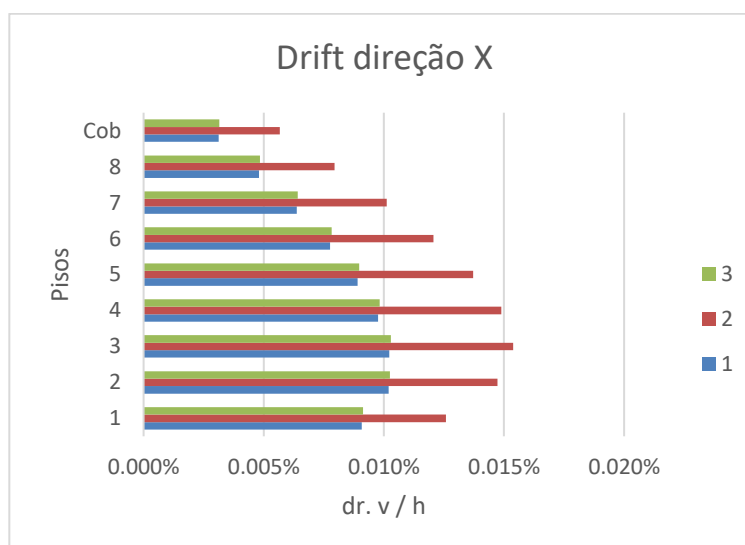


Figura 5.25 - Controlo de “drift” para a direção X

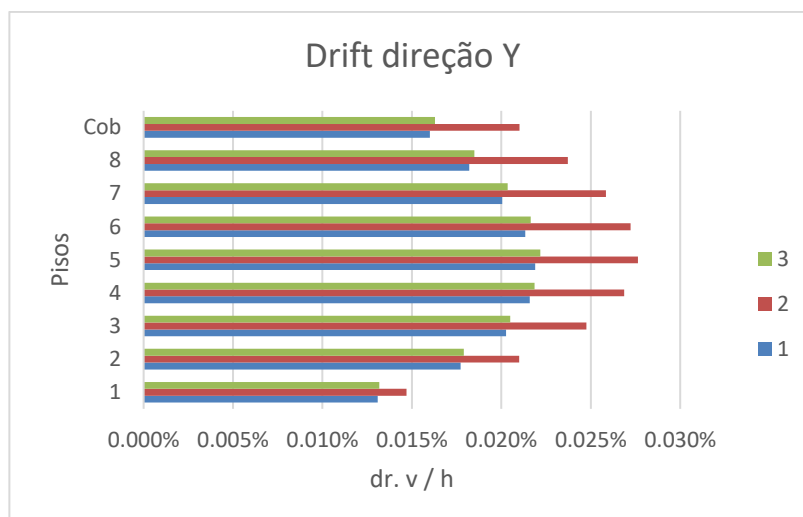


Figura 5.26 - Controlo de "drift" para a direção Y

A análise dos resultados permite concluir que os deslocamentos relativos entre pisos permanecem inferiores ao limite regulamentar de 0,75 %, em ambas as direções principais, satisfazendo assim com larga margem os requisitos estabelecidos pelo Eurocódigo 8 [24].

5.4.2.3 Esforços de cálculo

Com base nos resultados obtidos nas análises efetuadas, foi selecionada a Solução 3 para o desenvolvimento do dimensionamento final, por ser a que melhor representa o comportamento estrutural expectável das ligações adotadas.

Para efeitos de dimensionamento foram extraídos os esforços de cálculo das lajes, de uma parede dupla representativa (alinhamento A na direção Y) e de um painel sandwich extremo (alinhamento 1 na direção X), bem como das respetivas ligações.

a) Esforços de cálculo das lajes

Os esforços de cálculo das lajes foram obtidos a partir dos mapas de momentos disponibilizados pelo Robot Structural Analysis. Adicionalmente, foi utilizada a ferramenta “Panel Cut” para determinar os diagramas de momentos fletores e esforços transversos em secções selecionadas.

Os resultados obtidos foram posteriormente comparados com os valores calculados através de uma folha de cálculo desenvolvida pelo autor, com o objetivo de validar os resultados da modelação numérica.

Os esforços de cálculo mais condicionantes para o dimensionamento das lajes encontram-se apresentados nas figuras seguintes.

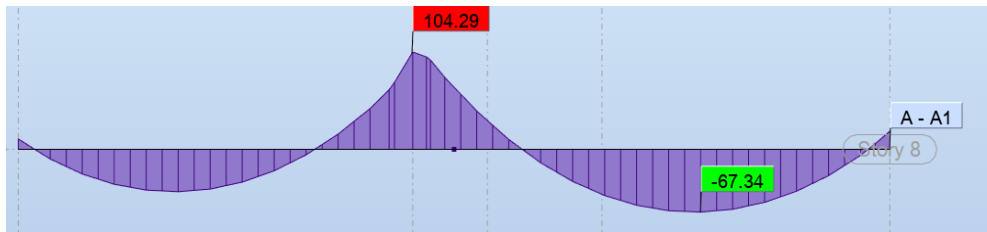


Figura 5.27 - Diagrama de momentos da laje

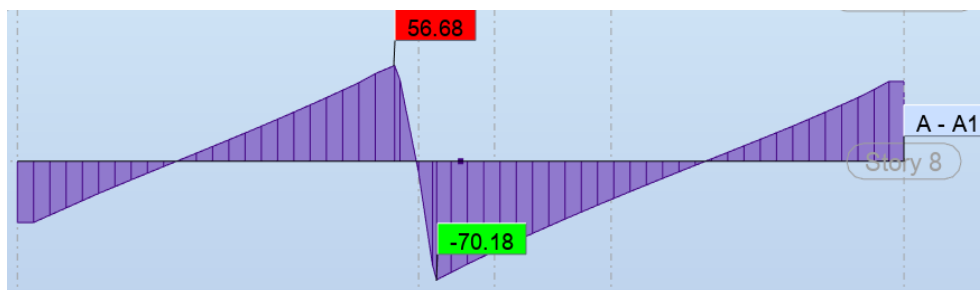


Figura 5.28 - Diagrama de esforço transverso da laje

b) Esforços de cálculo da parede dupla

Relativamente à parede dupla localizada no alinhamento A (direção Y), os esforços de cálculo foram obtidos através da ferramenta “Core Wall” do Robot Structural Analysis. Esta parede foi considerada como um elemento de parede estrutural dúctil. De acordo com o Eurocódigo 8 [24], de forma a garantir que a cedência ocorre por flexão antes da rotura por esforço transverso, o esforço transverso obtido na análise deve ser majorado em 50% para efeitos de dimensionamento.

Os resultados dos esforços de cálculo encontram-se apresentados nas figuras seguintes:

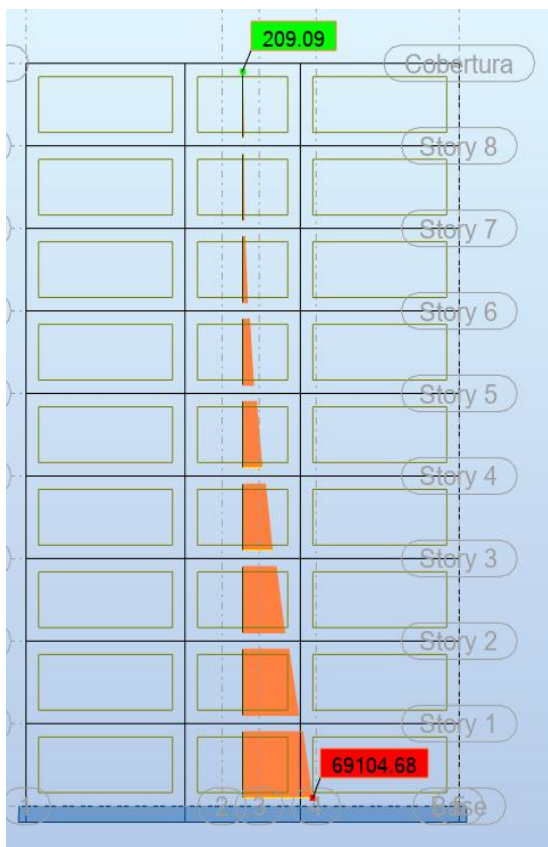


Figura 5.29 - Diagrama de momento fletor

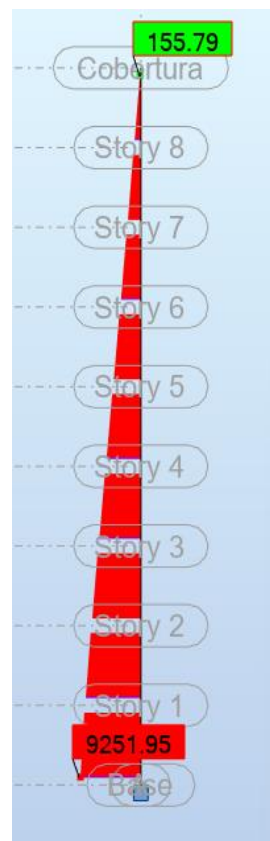


Figura 5.31 - Diagrama do esforço axial

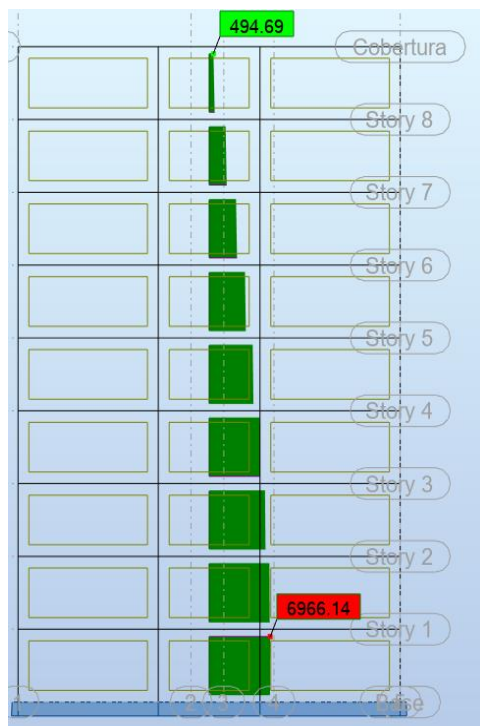


Figura 5.30 - Diagrama do esforço transversal

c) Esforços de cálculo do painel sandwich

Os esforços de cálculo do painel sandwich extremo foram obtidos a partir dos mapas dos esforços do Robot Structural Analysis, recorrendo à ferramenta de “Panel Cut” para determinar as forças atuantes nas zonas tracionadas do painel. Por sua vez, os esforços transmitidos nas ligações verticais entre painéis sandwich foram igualmente determinados através da ferramenta “Panel Cut”, aplicada ao longo das juntas verticais entre elementos, permitindo obter os esforços de tração e os esforços transversos atuantes nas ligações.

O painel sandwich foi analisado como uma parede estrutural de grandes dimensões de betão fracamente armado. De acordo com o Eurocódigo 8 [24], para garantir que a rotura ocorre por flexão e não por esforço transversal no estado limite último, o valor do esforço transversal obtido na análise deve ser majorado através da seguinte expressão:

$$V_{ed} = V_{ed'} \times \frac{q + 1}{2} \quad (5.17)$$

Em que:

- V_{ed} é o esforço transversal de cálculo majorado;
- $V_{ed'}$ é o esforço transversal obtido pelo software de cálculo;
- q é o coeficiente do comportamento.

Relativamente ao esforço axial, o Eurocódigo 8 [24] obriga a considerar uma redução de 50 % das ações gravíticas para efeitos das verificações sísmicas.

Os resultados dos esforços de cálculo obtido para o painel sandwich mais condicionantes encontram-se apresentados nas figuras seguintes.

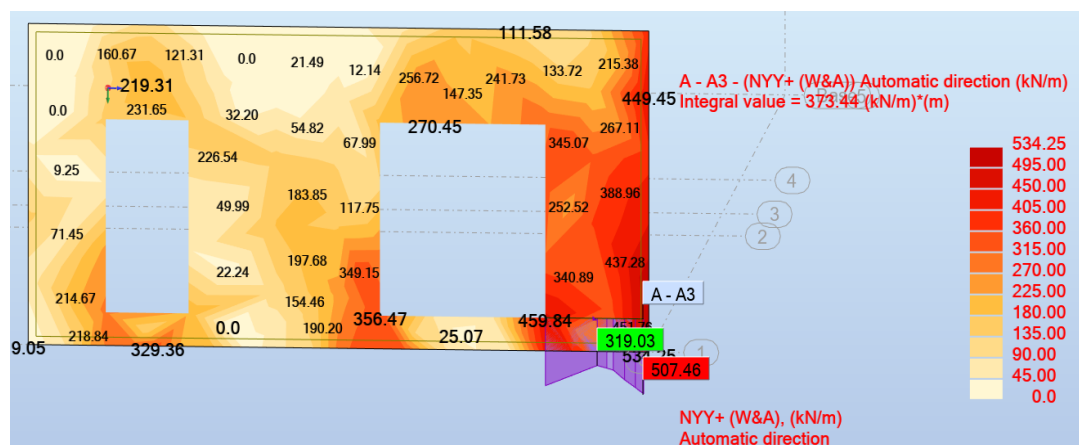


Figura 5.32 - Esforços da zona tracionada de armadura vertical na extremidade do painel

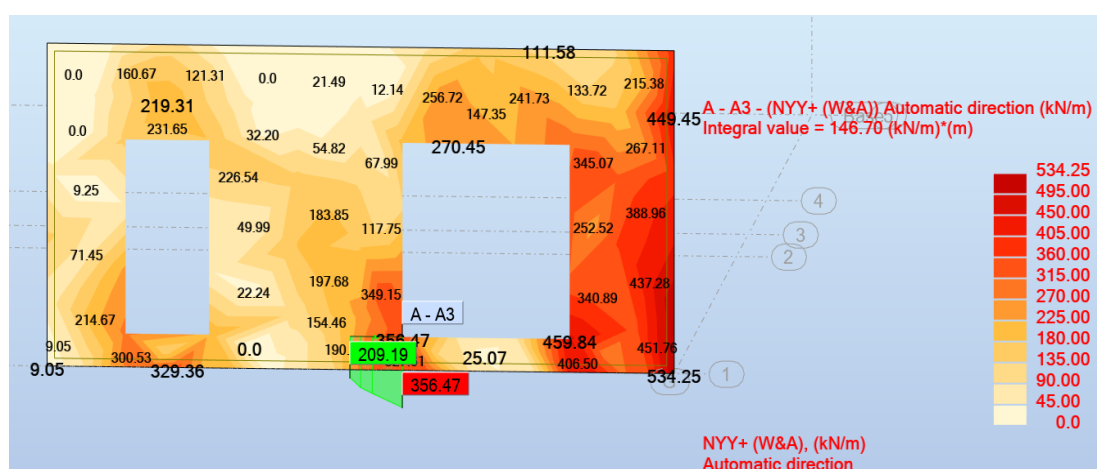


Figura 5.33 - Esforços da zona tracionada de armadura vertical na zona junto à abertura

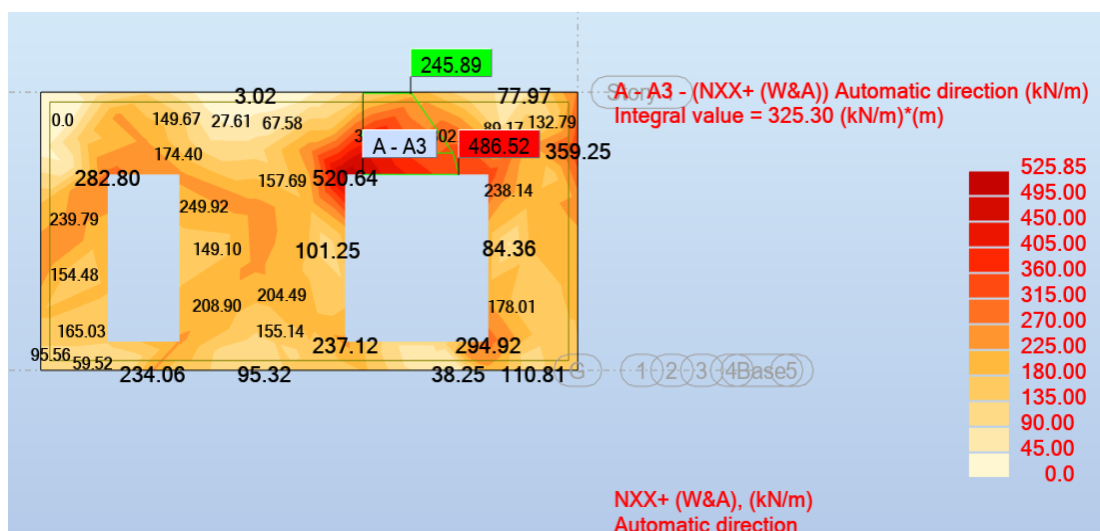


Figura 5.34 - Esforços da zona tracionada de armadura horizontal na zona superior da abertura

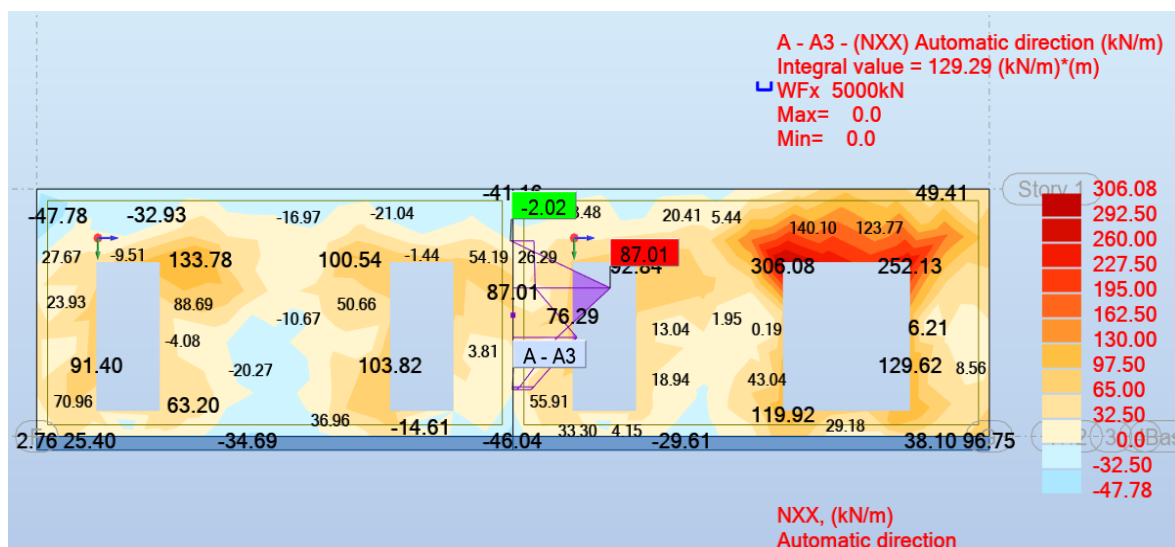


Figura 5.35 – Esforços de tração nas juntas verticais do painel sandwich

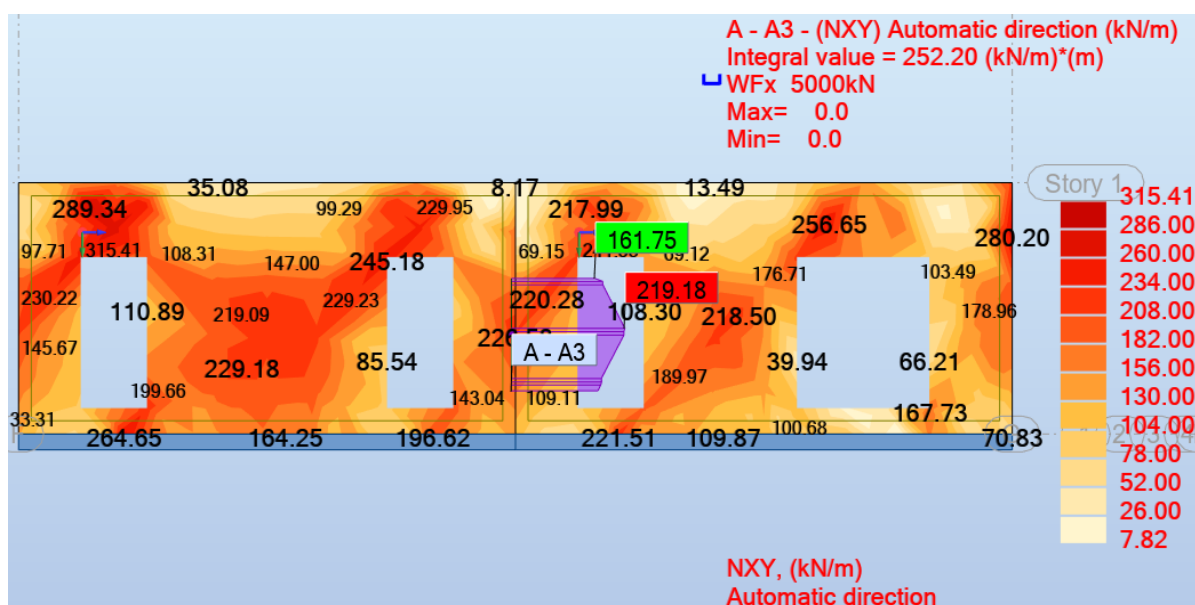


Figura 5.36 – Esforço rasante nas juntas verticais do painel sandwich

5.5 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

Relativamente ao dimensionamento estrutural, procedeu-se ao dimensionamento das pré-lajes, da parede dupla localizada no alinhamento A (direção Y) e da respetiva ligação vertical. Posteriormente, foi efetuado o dimensionamento do painel sandwich extremo localizado no alinhamento 1 (direção X), bem como da sua ligação vertical.

5.5.1 Dimensionamento da pré-laje

Para a solução adotada foi considerada uma pré-laje aligeirada com blocos de EPS, descrita no Capítulo 3.2.2. A escolha desta solução deve-se à necessidade de vencer vãos elevados, da ordem dos 9 m, mantendo simultaneamente um peso próprio reduzido e uma elevada eficiência estrutural.

O dimensionamento foi realizado com recurso à folha de cálculo desenvolvida pelo autor e apresentada no Capítulo 3. Foram igualmente efetuadas todas as verificações regulamentares correspondentes às fases construtiva e definitiva, de acordo com os procedimentos descritos nos Capítulos 3.3.1 e 3.3.2.

Os resultados obtidos para o dimensionamento da pré-laje aligeirada encontram-se apresentados na tabela e figuras seguintes.

Tabela 5.15 - Solução da pré-laje aligeirada

Pré-laje			Trelças			Escoramento	
h total =	32	cm	// de trelças	0.6	m	Nº de escoras:	3
h pré-laje =	6	cm	Ø sup trelça	10		// de escoras	2.25 m
h betão <i>in-situ</i> =	26	cm	Ø diag trelça	8			
h EPS	20	cm	d1 =	0.15	m		
l EPS	40	cm	d2 =	0.1	m		
c EPS	100	cm	d3 =	0.2	m		
Ø inferior	12	//	0.100				
Ø superior	16	//	0.100				
zona maciça =	1.20	m					

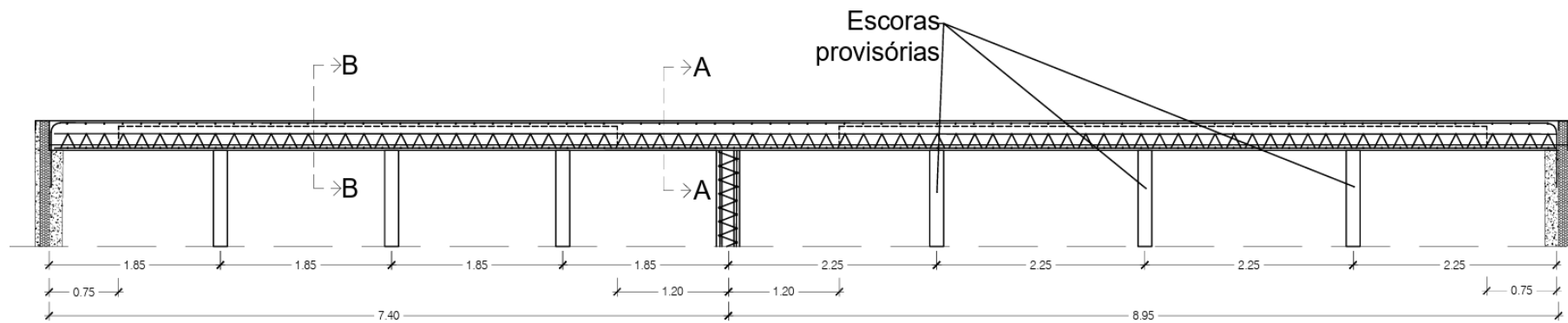


Figura 5.37 - Corte longitudinal da pré-laje aligeirada

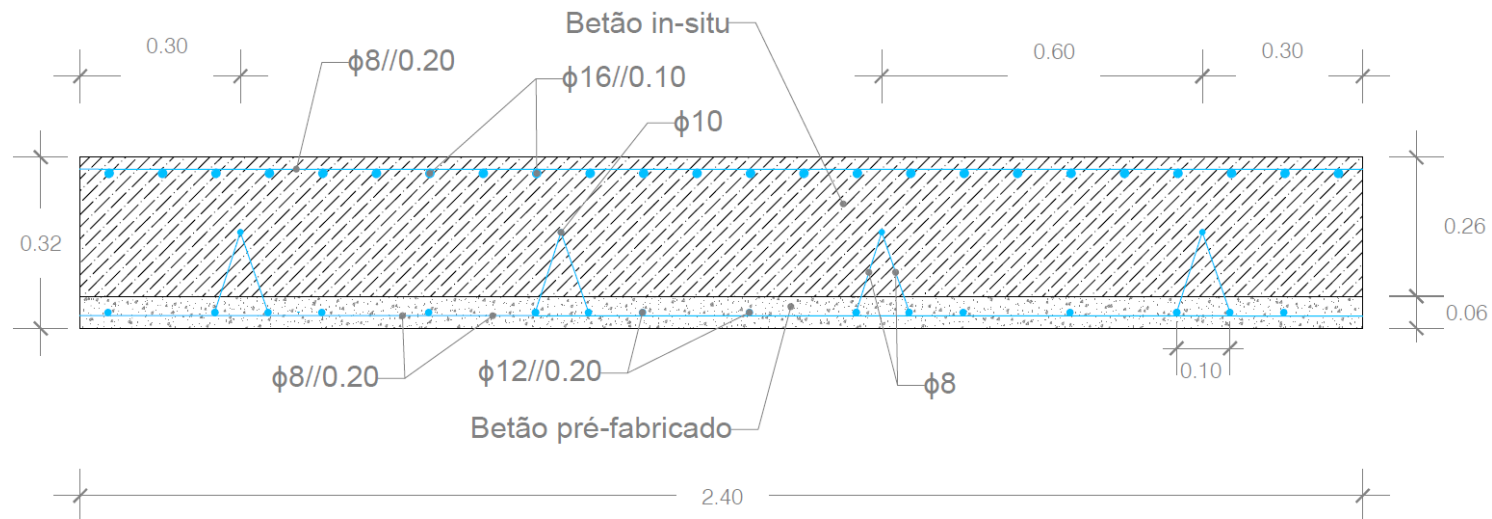


Figura 5.38 - Corte A-A da pré-laje aligeirada

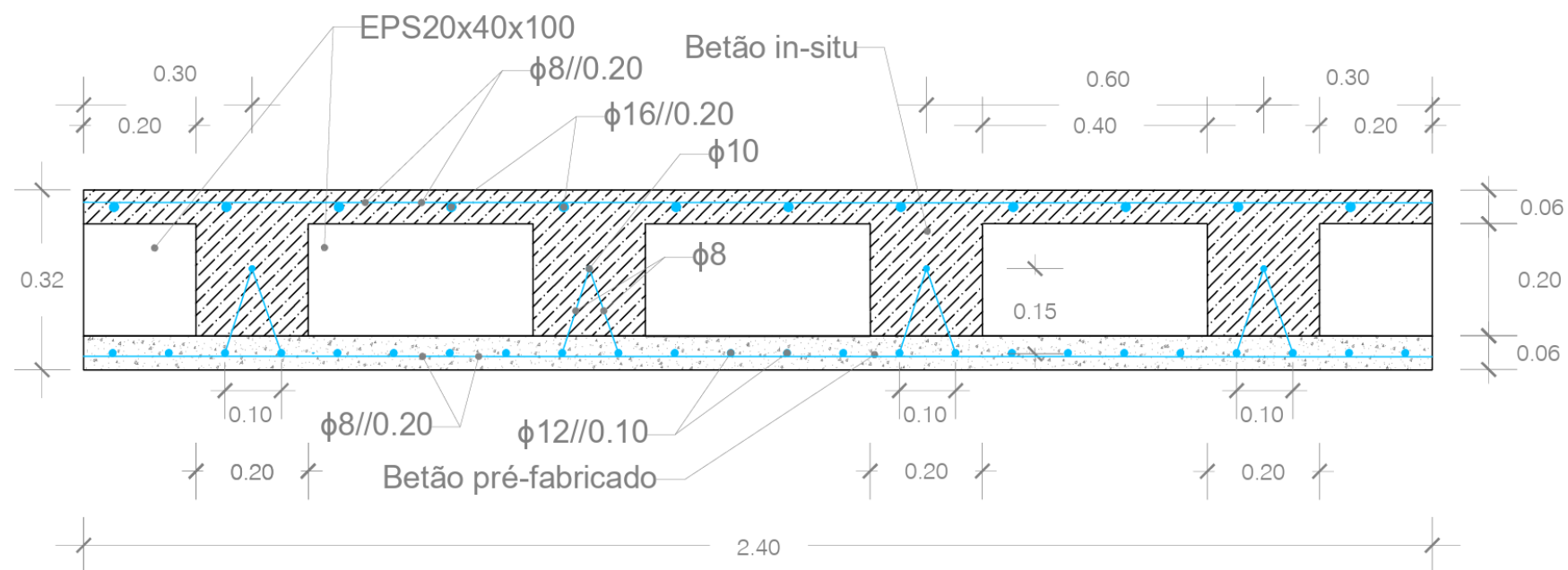


Figura 5.39 - Corte B-B da pré-laje aligeirada

5.5.2 Dimensionamento das paredes

5.5.2.1 Parede dupla e ligação vertical

O dimensionamento das armaduras vertical e horizontal da parede dupla foi realizado a partir dos esforços de cálculo determinados na análise estrutural apresentada no Subcapítulo 5.4.2.3.

Numa primeira fase foi efetuado o dimensionamento da armadura vertical, considerando a parede dupla como uma secção retangular com 25 cm de espessura total, constituída por duas camadas exteriores pré-fabricadas de 6 cm de espessura e por um núcleo central de 13 cm posteriormente betonado *in-situ*. A verificação da secção foi realizada para uma situação de flexão composta, tendo em consideração os esforços axiais e momentos flectores obtidos na análise estrutural e usando $a/h = 0.15$, em que a é a posição da resultante das forças na armadura e h é a altura da secção no plano da solicitação.

Posteriormente, procedeu-se ao dimensionamento da armadura horizontal destinada à resistência ao esforço transversal, de acordo com as disposições do Eurocódigo 2 [13] para elementos de betão armado sujeitos a esforço transversal com estribos horizontais ($\alpha = 90^\circ$). O cálculo foi efetuado através da seguinte expressão:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{yd} \times \cot\theta \quad (5.18)$$

Em que:

$V_{Rd,s}$	é o valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura do esforço transversal na tensão de cedência;
A_{sw}	é a área da secção transversal das armaduras do esforço transversal;
s	é o espaçamento dos estribos;
f_{yd}	é o valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;
z	é o braço binário das forças interiores (neste caso, considerou $z = 0.7h$)
θ	é o ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo do elemento (neste caso considerou-se 33.7° , com $\cot\theta = 1.5$).

A solução final obtida para a parede dupla encontra-se apresentada nas figuras seguintes.

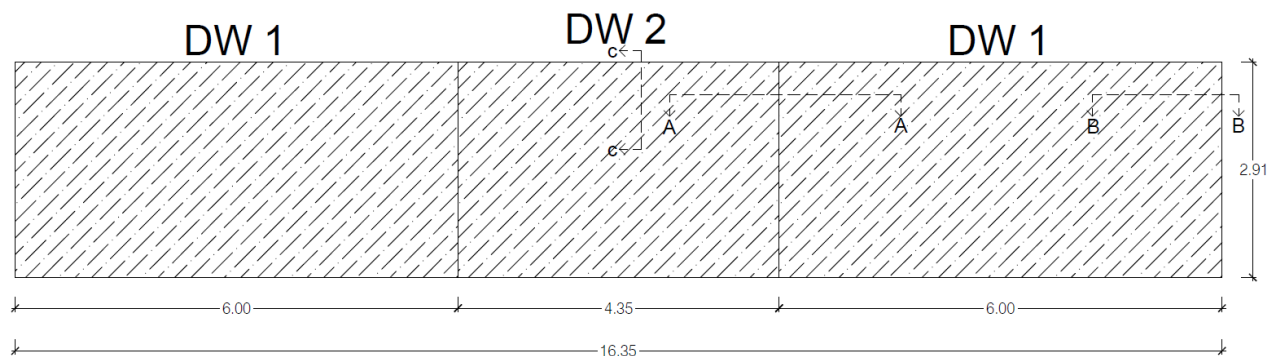


Figura 5.40 - Parede dupla analisada: painéis entre o piso 0 e o piso 1

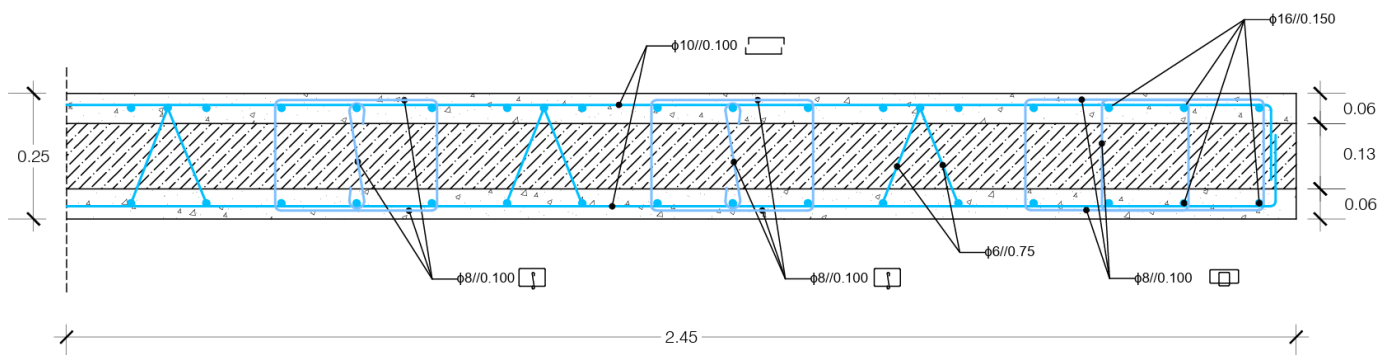


Figura 5.41 - Solução da corte B-B da parede dupla

Neste caso, e por razões de simplificação, adotou-se para o comprimento do elemento de extremidade confinado a condição de $l_c \geq (0.15 \times l_w; 1.50 \times b_w)$, em que l_w representa o comprimento da parede e b_w a respetiva espessura.

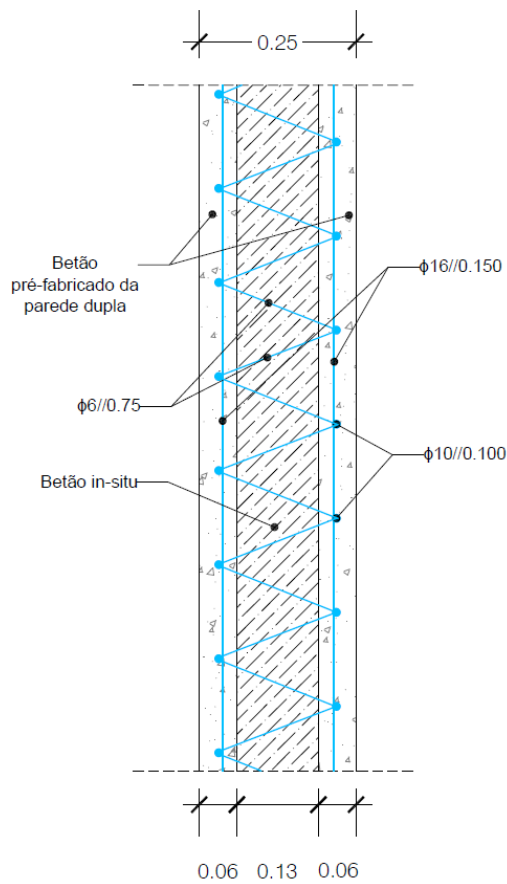


Figura 5.42 - Solução da corte C-C da parede dupla

Relativamente à ligação vertical entre painéis, o respetivo dimensionamento foi efetuado com base nos esforços transmitidos entre elementos adjacentes, de forma a garantir a continuidade estrutural e a adequada transferência das ações horizontais entre os diferentes painéis. Neste caso, por simplificação foi adotado um comprimento de sobreposição das armaduras igual a ($l_o = 60 \times \phi$), tendo sido utilizada na ligação vertical uma armadura com características idênticas à armadura horizontal da parede.

A solução final da ligação vertical encontra-se representada na figura seguinte.

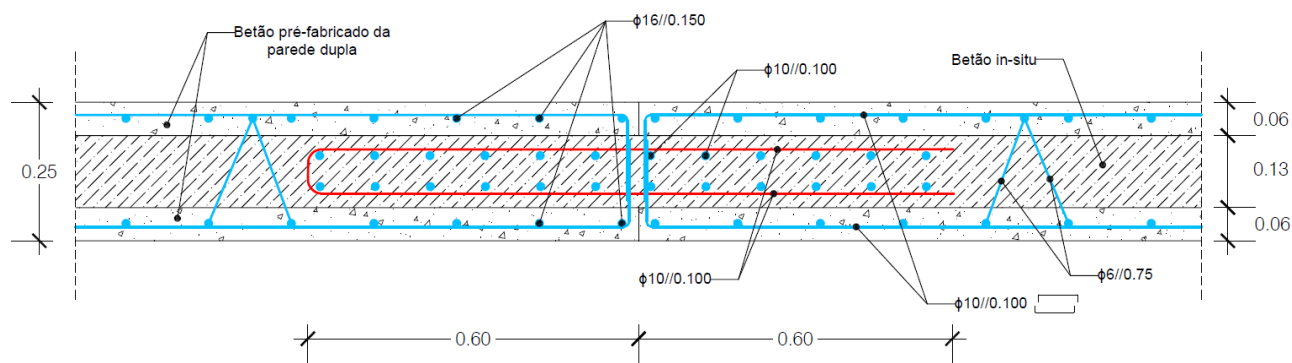


Figura 5.43 - Solução da corte A-A da parede dupla

Importa referir que esta solução foi dimensionada apenas para a fase definitiva, não tendo sido consideradas as verificações relativas à fase construtiva, nomeadamente as operações de manuseamento, transporte e armazenamento dos painéis pré-fabricados.

5.5.2.2 Painel sandwich e ligação vertical

O dimensionamento das armaduras vertical e horizontal do painel sandwich foi realizado com base nos esforços de cálculo apresentados no Subcapítulo 5.4.2.3.

Inicialmente foi efetuado o dimensionamento da armadura vertical, considerando apenas a camada estrutural resistente do painel sandwich, com uma espessura de 15 cm. O dimensionamento foi efetuado considerando a totalidade da zona tracionada da secção, sendo a armadura determinada de forma a garantir a resistência necessária aos esforços atuantes.

Posteriormente, foi efetuado o dimensionamento da armadura horizontal, seguindo a mesma metodologia adotada para a armadura vertical.

A solução obtida para o dimensionamento do painel sandwich encontra-se apresentada nas figuras seguintes.

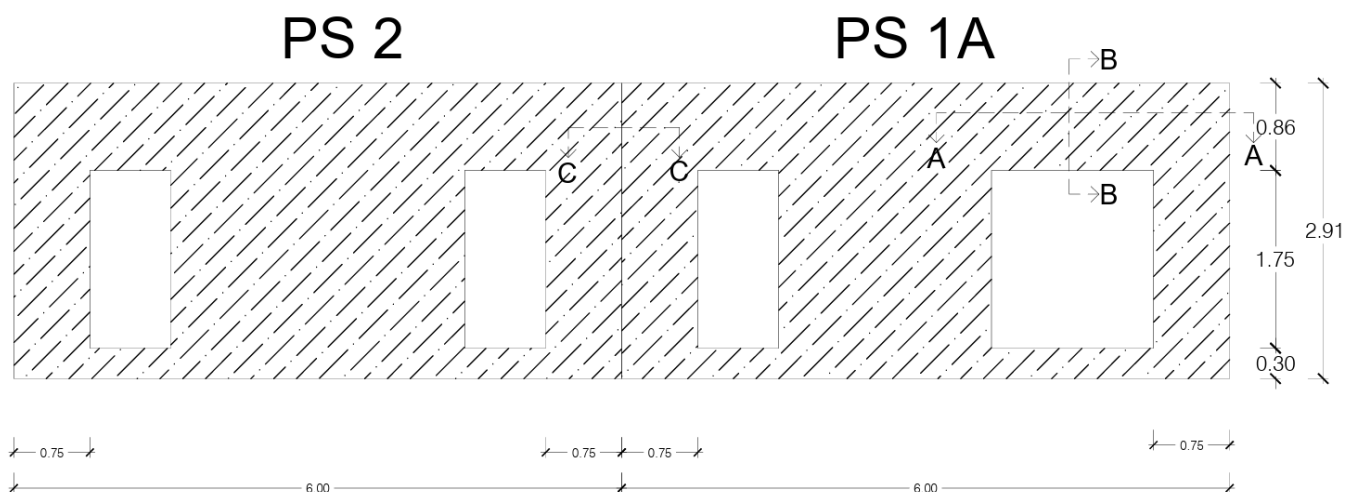


Figura 5.44 - Painel sandwich analisado: painéis entre o piso 0 e o piso 1

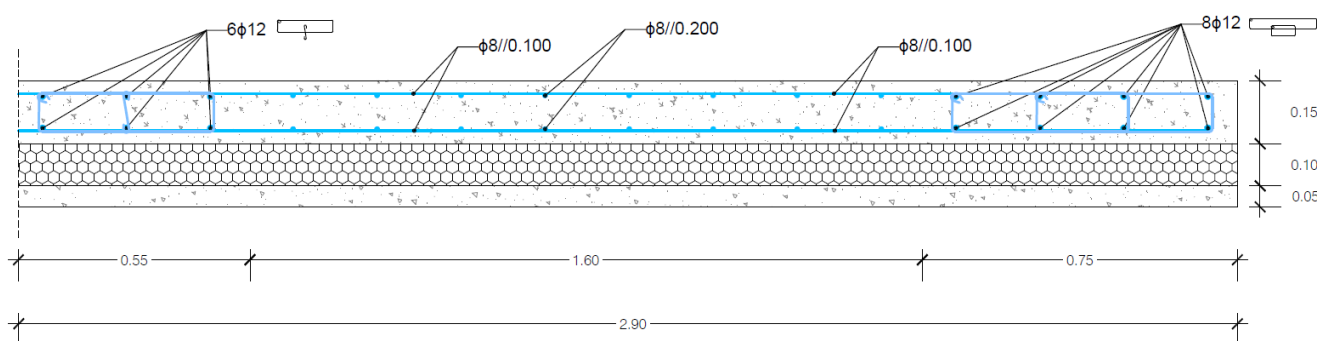


Figura 5.45 – Solução da Corte A – A do painel sandwich

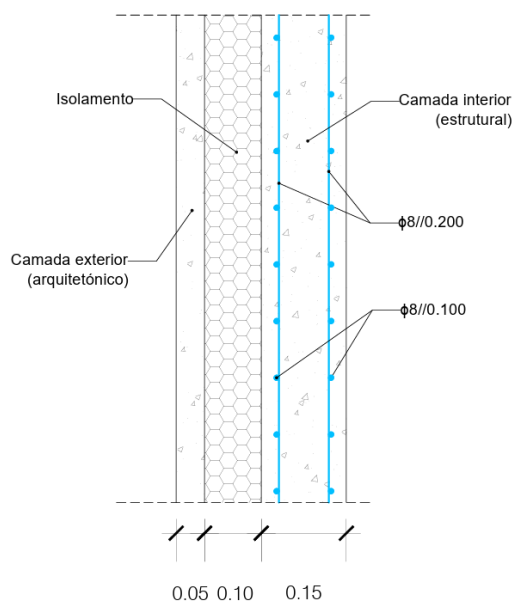


Figura 5.46 – Solução da Corte B – B do painel sandwich

Relativamente à ligação vertical entre painéis sandwich, foram adotados como referência os sistemas de ligação desenvolvidos pela empresa Peikko. O dimensionamento foi realizado com base nas capacidades resistentes indicadas nas fichas técnicas dos conectores, nomeadamente a resistência à tração ($N_{t,Rd}$) e a resistência ao esforço transversal (V_{Rd}).

Uma vez que os conectores se encontram sujeitos simultaneamente a esforços de tração e de corte, a sua verificação foi efetuada da seguinte expressão de interação:

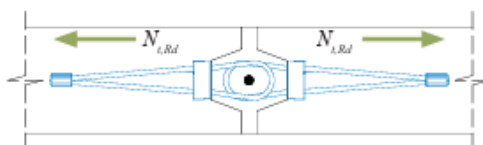
$$\frac{N_{Ed}}{\sum N_{t,Rd}} + \frac{V_{Ed}}{0.67 \times \sum V_{Rd}} \leq 1.0 \quad (5.19)$$

Em que:

- N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço da tração na junta;
- V_{Ed} é o valor de cálculo do esforço transversal na junta;
- $N_{t,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência da tração de cada conector;
- V_{Rd} é o valor de cálculo da resistência do esforço transversal de cada conector;

2.1 Tensile resistance

Table 4. Tensile resistance of PVL® Connecting Loop.

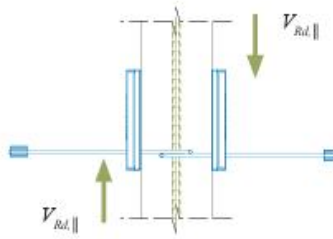


Grouting/wall	Tensile resistance $N_{t,Rd}$ [kN/pair of boxes]					
	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
PVL® 60-120	10.7	12.8	15.0	17.1	19.3	21.4
PVL® 140	25.6	30.7	35.8	36.1	36.1	36.1
PVL® SOLO	25.6	30.7	35.8	36.1	36.1	36.1

Figura 5.47 - Tabela da resistência à tração do conector [26]

2.2 Vertical shear resistance

Table 5. Vertical shear resistance of PVL® Connecting Loop.



Grouting/wall	Vertical shear resistance $V_{Rd, }$ [kN/pair of boxes]					
	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
PVL® 60-120	14.5	16.9	19.4	22.1	24.6	27.1
PVL® 140	31.5	37.0	42.5	44.2	45.1	46.0
PVL® SOLO	28.1	33.3	38.4	39.5	40.1	40.6

Figura 5.48 - Tabela da resistência ao esforço de transverso [26]

Com base nos esforços de cálculo obtidos na análise estrutural, foi determinado o número de conectores necessário, tendo sido adotado o sistema de ligação “PVL 140”, de forma a garantir a segurança da ligação ao longo da altura total do painel, correspondente a 2,91 m.

Não é claro se o esforço rasante nesta ligação deve ser majorado tal como foi efetuado anteriormente para o esforço transverso nos painéis de parede dupla, com vista a assegurar rotura dúctil. Se for efetuada a majoração, o número de conectores necessários para assegurar é demasiado elevado. Consequentemente, optou-se por dimensionar a ligação para esforço rasante de cálculo, não majorado. Prudentemente, o dimensionamento das restantes paredes para ação sísmica deve ser efetuado com base na envolvente de resultados obtidos nos modelos de cálculo 2 e 3.

A solução final para a ligação vertical encontra-se apresentada na figura seguinte.

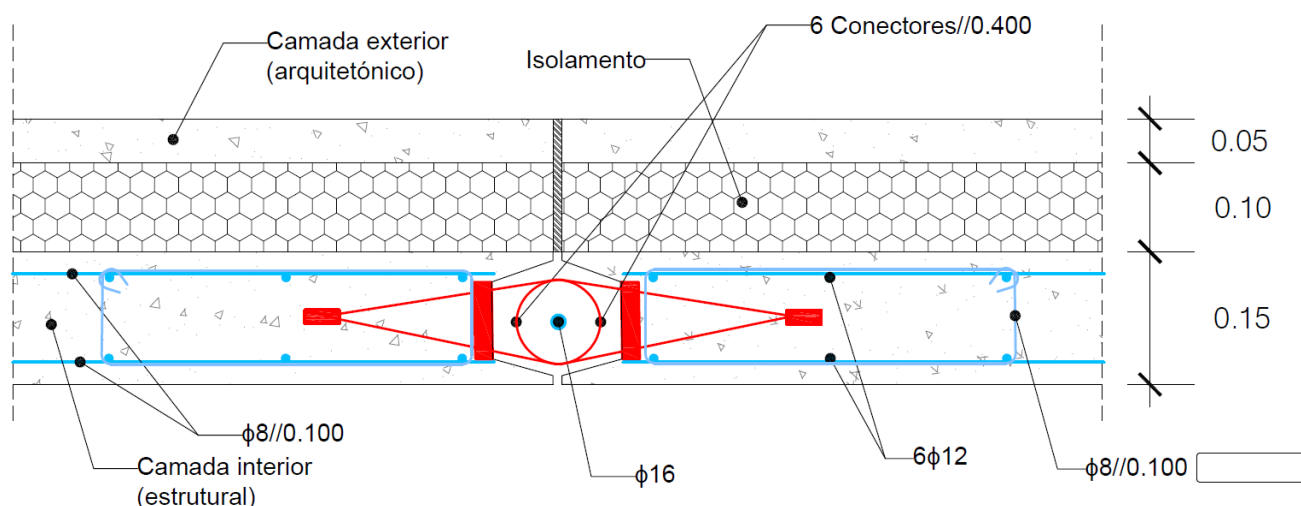


Figura 5.49 – Solução da corte C-C do painel sandwich

Importa referir que esta solução foi dimensionada apenas para a fase definitiva, não tendo sido consideradas as verificações relativas à fase construtiva, nomeadamente as operações de manuseamento, transporte e armazenamento dos painéis pré-fabricados. Na realidade, estas situações conduzem à necessidade de reforços pontuais de armadura na vizinhança das zonas de fixação dos dispositivos de içamento.

5.6 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os resultados obtidos ao longo da análise estrutural e do dimensionamento permitiram avaliar o comportamento global da solução estrutural proposta e verificar a sua adequação para a aplicação em edifícios de habitação multifamiliar executados com elementos pré-fabricados de betão.

A comparação entre os três modelos estruturais desenvolvidos demonstrou a influência significativa das condições de ligação entre os painéis no comportamento global da estrutura. O Modelo 1, no qual todas as ligações foram consideradas rígidas, apresentou a maior rigidez global, conduzindo a menores deslocamentos laterais e a períodos próprios de vibração inferiores. No entanto, esta hipótese representa uma situação idealizada, uma vez que as ligações entre elementos pré-fabricados apresentam inevitavelmente alguma deformabilidade.

Por outro lado, o Modelo 2, revelou um comportamento mais flexível, caracterizado por maiores deslocamentos e por uma redução da participação destes elementos na resistência às ações horizontais. Esta solução representa uma abordagem mais conservativa, refletindo a influência da diminuição da continuidade estrutural entre os elementos pré-fabricados.

O Modelo 3 apresentou um comportamento intermédio entre as duas situações anteriores. A consideração de impedimento dos deslocamentos dos painéis sandwich e ligações horizontais articuladas permitiu reproduzir de forma mais realista as condições de ligação previstas para o sistema estrutural estudado. Consequentemente, esta solução foi considerada a mais representativa do comportamento expectável da estrutura e utilizada para o desenvolvimento do dimensionamento final.

A análise modal demonstrou que a estrutura apresenta uma distribuição adequada de massa e rigidez, verificando-se que os modos de vibração considerados mobilizam mais de 90 % da massa total da estrutura em ambas as direções principais. Este resultado confirma a adequação da modelação estrutural adotada e o cumprimento dos requisitos estabelecidos pelo Eurocódigo 8.

Relativamente à ação sísmica, verificou-se que o sismo do Tipo 1 constitui o cenário mais desfavorável para a estrutura, conduzindo aos valores mais elevados de esforços e deslocamentos. A distribuição das forças sísmicas pelos diferentes elementos resistentes revelou-se coerente com a configuração estrutural adotada, sendo as paredes resistentes responsáveis pela absorção da maior parte das ações horizontais.

A análise dos deslocamentos globais demonstrou que a estrutura apresenta uma rigidez elevada, adequada para limitar os movimentos laterais induzidos pela ação sísmica. Verificou-se igualmente que os deslocamentos relativos entre pisos permanecem muito abaixo dos limites regulamentares estabelecidos pelo Eurocódigo 8, assegurando um nível adequado de proteção dos elementos estruturais e não estruturais perante a ação sísmica de projeto.

No que respeita aos efeitos globais de segunda ordem, os valores obtidos para o coeficiente de sensibilidade θ mantiveram-se inferiores ao limite regulamentar de 0,10 em ambas as direções principais. Desta forma, tal como seria de esperar para um edifício com este tipo de sistema estrutural, conclui-se que os efeitos P- Δ não assumem relevância significativa para a estrutura analisada, não sendo necessária a sua consideração explícita no dimensionamento.

Relativamente às pré-lajes aligeiradas, os resultados obtidos demonstraram a viabilidade da solução adotada para vencer vãos da ordem dos 9 m. As verificações realizadas permitiram confirmar o cumprimento dos requisitos regulamentares relativos aos estados limites últimos e de utilização, evidenciando o potencial desta solução para edifícios habitacionais de média dimensão.

O dimensionamento das paredes duplas demonstrou que estes elementos apresentam capacidade resistente adequada para suportar as ações verticais e horizontais consideradas no projeto. A solução adotada beneficia da combinação entre elementos pré-fabricados e betonagem complementar *in-situ*, permitindo obter um comportamento estrutural próximo do de uma parede monolítica e assegurando simultaneamente as vantagens associadas à pré-fabricação.

Por sua vez, os painéis sandwich revelaram um comportamento estrutural satisfatório, desempenhando simultaneamente funções resistentes e de envolvente exterior. A integração do isolamento térmico no próprio elemento construtivo constitui uma vantagem adicional, contribuindo para a eficiência energética do edifício e para a redução das pontes térmicas.

Relativamente às ligações verticais entre painéis sandwich, verificou-se que a capacidade resistente dos conectores constitui um dos aspetos mais condicionantes do dimensionamento. A análise efetuada demonstrou que a consideração de majoração dos esforços transversos pode conduzir a exigências elevadas ao nível dos conectores. Consequentemente, optou-se por dimensionar a ligação para esforço rasante de cálculo, não majorado. Prudentemente, o dimensionamento das restantes paredes para ação sísmica deve ser efetuado com base na envolvente de resultados obtidos nos modelos de cálculo 2 e 3.

De uma forma geral, os resultados obtidos demonstram que os sistemas estruturais de paredes pré-fabricadas estudados constituem uma solução tecnicamente viável para edifícios de habitação multifamiliar localizados em zonas sísmicas. Para além de satisfazerem os requisitos regulamentares de resistência e segurança estrutural, estas soluções apresentam vantagens associadas à industrialização da construção, nomeadamente a redução dos tempos de execução, a melhoria do controlo de qualidade e a racionalização dos processos construtivos.

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1 CONCLUSÕES

A presente dissertação teve como principal objetivo estudar e aplicar sistemas estruturais do tipo parede em edifícios pré-fabricados de betão, com especial enfoque no desenvolvimento de soluções de parede dupla, painéis sandwich, pré-lajes e respetivas ligações estruturais.

Numa primeira fase foi realizado um levantamento do estado da arte relativo às estruturas pré-fabricadas em betão, analisando os principais sistemas estruturais, elementos constituintes e soluções de ligação atualmente utilizadas. Esta revisão permitiu identificar as vantagens associadas à pré-fabricação, nomeadamente a redução dos prazos de execução, o aumento do controlo de qualidade, a diminuição da dependência da mão de obra em obra e a maior industrialização do processo construtivo.

Posteriormente, foi desenvolvido o estudo de uma solução de pré-laje aligeirada com recurso a elementos de EPS. As verificações efetuadas demonstraram que esta solução permite vencer vãos elevados, próximos de 9 m, mantendo simultaneamente níveis adequados de resistência, deformação e funcionalidade. Os resultados obtidos evidenciam o potencial desta solução para aplicação em edifícios habitacionais com grandes vãos e elevada repetibilidade.

No que respeita aos elementos verticais, foram estudadas soluções de parede dupla e de painel sandwich, incluindo a sua constituição, comportamento estrutural, processo construtivo e ligações. Verificou-se que ambos os sistemas apresentam características compatíveis com a construção industrializada de edifícios de habitação, possibilitando elevados níveis de produtividade e controlo de qualidade.

A aplicação destas soluções ao caso de estudo permitiu avaliar o seu comportamento estrutural perante as ações regulamentares de projeto. A análise modal demonstrou que a estrutura apresenta uma distribuição adequada de rigidez e massa, verificando-se o cumprimento dos requisitos estabelecidos pelo Eurocódigo 8 relativamente à participação modal.

A comparação entre os diferentes modelos estruturais evidenciou a influência das condições de ligação na resposta global da estrutura. Verificou-se que a consideração de ligações totalmente rígidas conduz a uma sobrestimação da rigidez global, enquanto a hipótese de ligações que permitem movimentos de translação resulta num comportamento mais flexível. A solução intermédia adotada revelou-se a mais representativa do comportamento estrutural expectável, reproduzindo de forma mais realista as condições de ligação previstas para a estrutura.

Relativamente à ação sísmica, os resultados obtidos demonstraram que a solução estrutural proposta satisfaz os requisitos regulamentares em termos de resistência, deslocamentos e limitação de danos. Os valores de deslocamento relativo entre pisos mantiveram-se dentro dos limites estabelecidos pelo Eurocódigo 8, verificando-se igualmente que os efeitos globais de segunda ordem não assumem relevância significativa para a estrutura estudada.

O dimensionamento das paredes, das pré-lajes e das respetivas ligações permitiu comprovar a viabilidade da utilização de sistemas pré-fabricados de paredes em edifícios habitacionais localizados em zonas de elevada perigosidade sísmica. As soluções desenvolvidas apresentaram capacidade resistente adequada para os esforços obtidos na análise estrutural, assegurando simultaneamente a continuidade estrutural necessária entre os diferentes elementos.

Em síntese, conclui-se que os sistemas estruturais do tipo parede constituem uma alternativa tecnicamente viável e competitiva para edifícios pré-fabricados de habitação, apresentando vantagens significativas ao nível da eficiência construtiva, da qualidade de execução e do desempenho estrutural.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Embora os objetivos definidos para a presente dissertação tenham sido cumpridos, existem diversos aspetos que poderão ser objeto de estudo em trabalhos futuros, contribuindo para um conhecimento mais aprofundado dos sistemas estruturais pré-fabricados baseados em paredes resistentes.

Entre os possíveis desenvolvimentos futuros destacam-se:

- Realização de uma análise económica e construtiva detalhada, incluindo a comparação entre sistemas pré-fabricados e soluções tradicionais executadas *in-situ*, considerando custos diretos, tempos de execução, necessidades de mão de obra, logística de transporte e montagem, bem como o impacto global no prazo da obra;
- Estudo mais aprofundado do comportamento de paredes duplas e painéis sandwich com aberturas, recorrendo a metodologias de análise mais avançadas, como o Stringer Panel Method (método das cordas de painel) ou os modelos de escoras e tirantes (Strut-and-Tie Models). Estas abordagens permitem representar de forma mais rigorosa os mecanismos de transmissão de esforços em zonas descontínuas e em elementos com geometrias complexas;
- Avaliação experimental da eficiência dos esquemas de ligação sugeridos, nomeadamente as ligações entre painéis de parede, com vista a validar a utilização de coeficientes de comportamento superiores a 1.5 no contexto da análise sísmica.
- Análise da fase construtiva dos painéis da parede dupla e painel sandwich. Estudar os efeitos associados ao transporte, armazenamento, manuseamento e montagem dos elementos pré-fabricados, de forma a avaliar a sua influência no dimensionamento e na armadura necessária.
- Estudo da influência da existência de caves no comportamento estrutural do edifício, avaliando o impacto da interação entre os pisos enterrados e a superestrutura na distribuição de esforços, rigidez global e resposta sísmica da estrutura;
- Análise e dimensionamento das fundações associadas a sistemas estruturais de paredes pré-fabricadas, incluindo o estudo da transmissão de esforços para o terreno, das ligações entre paredes e fundações e da influência das condições geotécnicas no comportamento global da estrutura;
- Análise da utilização de lajes alveolares como alternativa às pré-lajes aligeiradas, comparando o seu desempenho estrutural, capacidade para vencer grandes vãos, espessura necessária, peso próprio, facilidade construtiva e custos associados. Esta comparação permitiria identificar a solução mais eficiente para diferentes condições de projeto.

- **Análise dos efeitos da temperatura:** o edifício estudado apresenta um desenvolvimento em planta significativo, com cerca de 60 m de comprimento na direção X. Assim, seria importante avaliar, em trabalhos futuros, os efeitos das variações de temperatura, retração e fluência do betão, bem como a eventual necessidade de juntas de dilatação ou de soluções construtivas que permitam acomodar as deformações impostas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] J. Viegas e F. Saraiva, «Um olhar sobre a pré-fabricação em betão em Portugal», em *Estruturas Pré-Moldadas no Mundo - Aplicações e Comportamento Estruturas*, Av. Antônio Bardela, 280 - CEP 07220-020: Parma, LTda, 2012, p. 328.
- [2] J. Serrano, *Construcción industrializada: prefabricación, elementos de la edificación*. Madrid, Espanha, 1997.
- [3] B. Crisp, *Design Guide - Precast Concrete Building Concepts*. Australia, 2020.
- [4] Federação Internacional de betão (FIB), *Planning and design handbook on precast building structures*. 2014.
- [5] Vigobloco, «Produtos, Vigobloco». [Em linha]. Disponível em: <https://www.vigobloco.pt/produtos/pilares>
- [6] M. K. El Debs, *Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações*. RiMa Artes e Textos, 2000.
- [7] Leiriviga SA, «Produtos, leiriviga SA».
- [8] Keegan Precast, «Keegan Precast, product». [Em linha]. Disponível em: <https://www.keeganprecast.com/product/twin-wall/>
- [9] Weckenmann, «Sandwich Wall». 2024. [Em linha]. Disponível em: <https://weckenmann.com/en/information-library/precast-concrete-element-products/sandwich-wall>
- [10] Compraco, «Produtos, Compraco».
- [11] Federação Internacional de betão (FIB), *Structural connections for precast concrete buildings*. 2008.
- [12] C. Sousa, «Ligações tipo em edifícios pré-fabricados», outubro de 2021.
- [13] European Committee for Standardization, *Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, EN 1992-1-1, 2004.
- [14] Mário Pimentel e Rui Faria, «Analysis and design of frame structures»,
- [15] Abel Henriques, Mário Pimentel, Nelson Vila Pouca, e Rui Faria, «Analysis and Design of Reinforced Concrete Slabs»,
- [16] European Committee for Standardization, *Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, EN 1993-1-1, 2005.
- [17] Federação Internacional de Betão (FIB), *Precast Concrete in Tall Buildings*. 2021.
- [18] Federação Internacional de Betão (FIB), *Precast-concrete buildings in seismic areas*. 2016.

- [19] Jiafei Jiang, Jie Luo, Weichen Xue, Xiang Hu, e Duan Qin, «Experimental study on hysteresis behavior of precast concrete double skin shear wall with horizontal loop connection and spiral confined vertical lap connection», 2022.
- [20] Ricardo Martins, Ricardo do Carmo, Hugo Costa, e Eduardo Júlio, «A review on precast structural concrete walls and connections», 2023. doi: 10.1177/1369433223191073.
- [21] Federação Internacional de Betão (FIB), *Precast Insulated Sandwich Panels*. 2017.
- [22] European Committee for Standardization, *Eurocódigo 1: Ações em estruturas parte 1-4: Ações do vento*, EN 1991-1-4, 2010.
- [23] European Committee for Standardization, *Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*, EN 1998-1, 2010.
- [24] Peikko Group, «PVL Connecting Loop». Finlândia, 2020.
- [25] European Committee for Standardization, *Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas*, EN 1990:2002, Portugal., 2009.
- [26] António Faria Carreira, Nelson Vila Pouca, e Alberto Manuel Guimarães Brochado Teixeira, «Análise em cenário sísmico de ligações em elementos laminares pré-fabricados de betão em edifícios», Faculdade de Engenharia de Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2024.
- [27] Pedro Nuno do Carmo Ferreira, Humberto Salazar Amorim Varum, José Filipe Miranda Melo, e António Manuel da Cunha Monteiro, «Análise sísmica de um edifício constituído por elementos pré-fabricados de betão», Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2023.